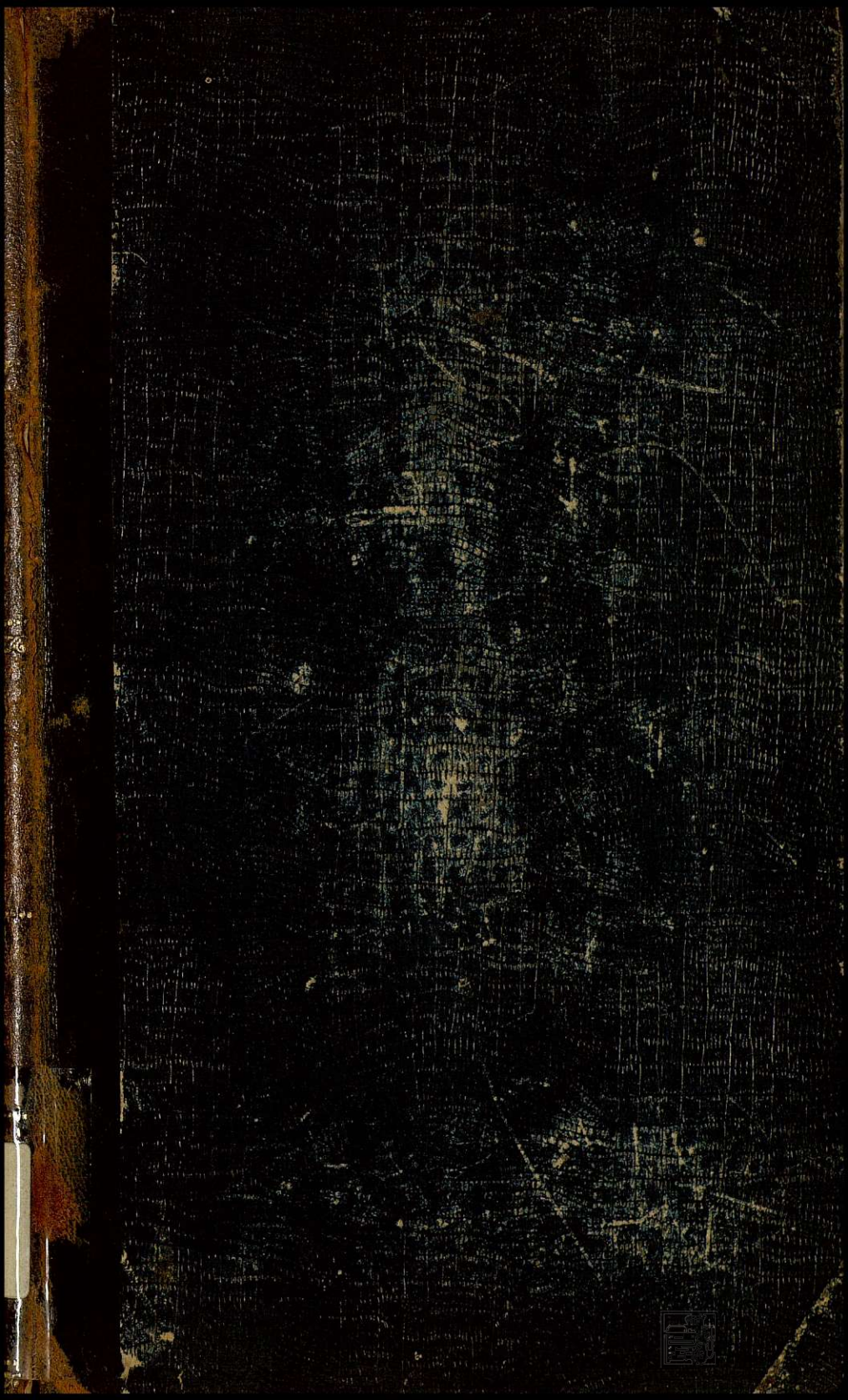


FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

FUNDACION JUANELO TURRIANO
BIBLIOTECA

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

HIDRAULICA APLICADA

SALTOS DE AGUA
Y
PRESAS DE EMBALSE

TOMO I

SALTOS DE AGUA

POR

JOSÉ LUIS GÓMEZ NAVARRO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor de la Escuela de dicho Cuerpo

Con la colaboración de

JOSÉ JUAN ARACIL

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

R. 1683
S.451/130-J

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS
Escuela de Ingenieros de Caminos
Calle de Alcalá Zamora, 3.
MADRID
1932

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

PROLOGO

Este libro sale a la luz con el objeto casi exclusivo de que sirva de guía a los alumnos de Hidráulica Aplicada en la Escuela de Ingenieros de Caminos, en parte muy importante de dicha asignatura.

Cuando, en el año 1920, la Escuela citada, atenta siempre a dar a los diferentes programas que allí se explican la importancia que requiere la evolución de los conocimientos científicos que estima deben poseer los ingenieros que allí se incuban, determinó que se agruparan en una cátedra todo lo que afecta a encauzamiento de ríos, defensa de sus márgenes, saneamiento de terrenos, saltos de agua, presas de embalse y riegos, bajo la denominación, primero, de Ríos, Canales y Pantanos, y luego, de Hidráulica Aplicada, desglosándolos de la asignatura de Ingeniería Sanitaria, que comprendía además el abastecimiento y saneamiento de poblaciones y urbanización, y me encargó de explicar aquellas materias, no encontrando en idioma latino libro que pudiera servir de guía a los alumnos para un primer avance de las explicaciones de clase de los puntos que yo creí debía comprender el programa de aquella disciplina, y si bien en alemán existían algunas notables publicaciones y empezaban a aparecer en inglés, por la dificultad de estos idiomas, estimé más práctico el facilitar a los alumnos unos apuntes, que se litografiaron. Estos, en tres ediciones, que sucesivamente fueron ampliándose, han formado como la estructura de lo que luego en clase era objeto de más amplia explicación.

Al encontrarme ahora en el trance de hacer otra edición litografiada o enviarlos a la imprenta, han vencido mi justificada modestia las excitaciones de los alumnos y compañeros, que creen que el libro, impreso con más cuidado que litografiados los apuntes, contendría menos errores que éstos, y podría tener una más económica difusión entre los que necesitaran estudiar o consultar las materias que en él se tratan.

No pretendo haber hecho nada original. Todo lo que en él hay es adaptación de materias tratadas en libros y revistas; y para mejor orientar al posible lector, se hace frecuentemente referencia al sitio de dónde se ha recogido la inspiración, o se da bibliografía al final de algunos capítulos.

Como se consigna en la primera página, se ha contado para

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

redactar este libro con la cooperación del joven ingeniero de Caminos D. José Juan Aracil, que ha intervenido en la redacción de algunos capítulos.

Como antes se indica, en este libro, que sólo comprende Saltos de Agua y Presas de embalse, nos ocupamos sólo de parte de las materias que forman el programa actual de Hidráulica Aplicada en la Escuela de Ingenieros de Caminos. Hemos querido dar con ello más unidad al conjunto de lo en él tratado, pues lo referente a encauzamiento de ríos, defensa de márgenes, saneamiento de terrenos y riegos, son conocimientos que pueden quedar desglosados.

Quizás encuentre el lector poca documentación o citas de saltos y presas españolas. Es verdad; pero sirva de disculpa el recordar la excesiva modestia de la mayor parte de los ingenieros constructores españoles, que no publican lo que hacen, que frecuentemente tiene tal mérito, que se puede parangonar con el de otras obras muy importantes extranjeras. Y de esto nace la dificultad de recabar datos. Hago desde aquí un llamamiento a nuestros compatriotas para que publiquen lo que ejecuten, teniendo en cuenta que toda construcción, por modesta que sea, tiene algo que pueda servir de enseñanza, ya no sólo a los que empiezan, sino también a los especializados. O, cuando menos, envíen datos a la Escuela de Caminos para que sirvan al profesor como material de enseñanza para dar a conocer a los alumnos lo que se hace en España en obras hidráulicas.

Si con este libro se consigue que los alumnos tengan una guía o indicación para empezar a conocer interesantes materias de la Ingeniería Hidráulica y eventualmente los compañeros no especializados un primer punto de consulta que después les lleve a otras publicaciones en que se traten con más extensión y competencia dichos conocimientos, se habrá cumplido la máxima aspiración mía, y de todos modos pido indulgencia por los errores de fondo o de forma que el libro puede tener.

José Luis Gómez Navarro.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ÍNDICE DEL TOMO I

Páginas

CAPÍTULO PRIMERO

Consideraciones generales.

Consideraciones generales... 3
Empleos de la energía eléctrica... 7

CAPÍTULO II

Formación del salto. Disposiciones de conjunto.

Disposición general... 9
Reconocimiento del tramo del río en que se ha de desarrollar el salto... 14
Aprovechamiento del tramo del río en un escalón o en varios... 14
Aprovechamiento simultáneo de un río y sus afluentes... 15
Altura de un salto aprovechable en un tramo de un río... 17
Variaciones de salto con el caudal del río... 21
Potencia del salto... 23
Energía en CV y en kw que se puede suministrar con un caudal anual Q' y salto h... 25
Capacidad de las obras e instalación de maquinaria del salto, en relación con la curva de consumo, recursos hidráulicos y central auxiliar... 25

CAPÍTULO III

Aforos.

Aforos por flotadores... 35
Escalas o limnímetros... 40
Aforo por cálculo directo... 40
Aforo por hidrotímetros. Molinete de Voltmann... 41
Tubo de Pitot-Darcy... 47
Aforo por depósitos graduados... 49
— por vertederos... 50
— con auxilio de aparatos eléctricos de una Central inmediata... 53
— por pantalla móvil... 53
— por ondas coloreadas... 58
— por disoluciones comparadas... 58
— por el tubo de Venturi... 60
— por el método de Gibson... 61
Método de Allen... 64

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

CAPÍTULO IV

Azudes o presas de derivación.

Construcciones que integran el salto de agua... 67
Azud o presa de derivación... 67
Efectos de los azudes... 69
Ubicación del azud... 70
Altura del azud... 71
Curva de remanso... 73
Fórmula de Poirée... 74
Procedimiento de tanteo para determinar la curva de remanso... 75

CAPÍTULO V

Clasificación de los azudes. Azudes fijos.

Clasificación de los azudes... 77
Disposición planimétrica... 77
Azudes fijos... 78
Forma de la lámina vertiente en los azudes de coronación fija... 79
Generalidades respecto al perfil transversal de los azudes fijos... 82
Erosiones al pie del azud... 84
Colchón de agua al pie del azud... 85
Solera dentada... 87
Revestimientos flexibles... 89
Azudes según la naturaleza del terreno de cimientos... 91
Forma del perfil del azud sobre terreno impermeable... 91
Forma del perfil del azud construído sobre terreno permeable... 93
Ejemplo de azud sobre terreno permeable... 101
Clasificación de los azudes por el material de que están formados... 103
Azudes de ramaje y material menudo... 103
— de escollera a piedra perdida... 104
— mampostería en seco... 105
— de gaviones metálicos... 106
— de encofrado... 107
— de madera... 107
— de fábrica... 109
— de hormigón armado... 109

CAPÍTULO VI

Presas móviles.

Empleo y clasificación... 111
Presas de agujas... 112
Medios de impermeabilizar las fugas entre agujas... 114
Presas de persianas... 116
Presa de pantallas... 118
Presa de viguetas... 120
Presas de compuertas giratorias alrededor de un eje horizontal, tipos Thenard, Mesnager, Chanoine Desfontaines, Doell y puertas americanas. 121
Presas de compuertas Taintor... 126
Compuertas de sector... 129
Presas de compuertas giratorias alrededor de un eje vertical... 129
— cilíndricas o de tambor... 130
— de compuertas Stoney... 132
— automáticas... 144

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

CAPÍTULO VII

Construcciones accesorias en los azudes.

Desagües de fondo... 151
Capacidad de los desagües de fondo... 152
Canalillos de flotación... 154
Escala de peces... 157

CAPÍTULO VIII

Construcción de los azudes.

Construcción de los azudes... 161
Terreno sobre que se cimenta... 163
Cargas admisibles para los diversos terrenos... 165
Agotamientos... 165
Hormigones... 165
Moldes... 165

CAPÍTULO IX

Cálculo de los azudes.

Cálculo de los azudes... 167
Fuerzas que actúan en el azud... 167
Presión hidráulica... 167
Subpresión... 168
Presión de los sedimentos... 170
Presión de los hielos... 172
Efecto del vacío entre la lámina vertiente y el escape... 172
Rozamiento del agua contra el escape... 173
Peso de la fábrica... 173
Peso del agua sobre la coronación... 175
Presión del agua sobre el paramento de agua abajo o escape... 175
Cohesión de la fábrica... 176
Causas de destrucción de los azudes o presas... 176
Condiciones para la estabilidad de la presa o azud resistiendo por su propio peso... 176
Procedimientos de cálculo... 177
Procedimiento expedito... 179
Procedimiento de Creager... 180

CAPÍTULO X

Canales.

Canales... 185
Trazado de los canales... 185
Pérdidas por evaporación y filtración... 188
Medio de evitar las pérdidas por filtración. Revestimientos arcillosos... 188
Revestimientos de fábrica... 192
Cálculo del perfil transversal del canal... 195
Forma de la sección transversal del canal... 199
Taludes de los cajeros del canal... 203
Banquetas... 203
Caballeros... 203

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

Resguardo. 204
Coronación en diques laterales... 204
Defensa de erosiones al nivel del agua... 205
Revestimiento de protección de tierras de mala calidad... 205
Talud de los diques o malecones... 205
Velocidades límites... 206
Perfil del canal revestido... 206
Efecto de la variación de temperatura en los revestimientos. Juntas de contracción. 210
Canales en terrenos yesosos... 212
Canal en túnel... 213
Construcción del canal... 218
Métodos de construcción del revestimiento de hormigón... 218
Empleo de moldes... 218
Construcción del revestimiento sin moldes... 219
Preparación de la explanación para el revestimiento... 219
Unión de los acueductos con la explanación... 220

CAPÍTULO XI

Construcciones en el canal.

Toma de aguas. Bocal y regulador... 221
Cálculo de la sección del regulador... 225
Cimentación del regulador... 226
Inconvenientes de la situación relativa recomendada del regulador y los desagües de fondo... 228
Ejemplos de tomas de aguas... 228
Evitación de la entrada en el canal de los cuerpos flotantes... 231
Aliviaderos... 232
Cálculo de la longitud de aliviadero junto al regulador... 235
Canales de descarga... 238
Otros medios de disminuir la energía de las aguas en los canales de descarga. 239
Compuertas de limpia... 243

CAPÍTULO XII

Construcciones en el canal.
Continuación.

Depósitos de sedimentación... 247
Ubicación del depósito de sedimentación 253
Diversas disposiciones especiales para sedimentar el caudal sólido... 253
Cámaras de presión. Antecámaras de turbinas... 262
Rejillas 268
Disposición Arellano, de limpieza de la rejilla 275
Rejillas horizontales... 278

CAPÍTULO XIII

Compuertas en los canales.

Compuertas en los canales 281
— auxiliares... 281
— con disposición de rodadura... 283
— Oruga 284
— Sernit 286

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

Compuertas según el material de que esencialmente están formadas... ... 287
Cálculo estático de los tableros de las compuertas... 293
Cálculo de los tableros de hierro 293
Cálculo de los nervios horizontales de los tableros metálicos 295
Resistencias que hay que vencer para la elevación y descenso de las compuertas 295
Mecanismos para el movimiento de las compuertas y algunos datos para su cálculo... 299

CAPÍTULO XIV

Tuberías de presión. Golpe de ariete.

Tuberías de presión... 305
Esfuerzos a que está sometida la tubería... 307
Cálculo del espesor teórico de la tubería, suponiendo resiste sólo a la presión interior 308
Fijación de la presión interior para el cálculo precedente. Golpe de ariete. 309
Sobrepresión producida por el golpe de ariete, originado al cerrar la tubería en el tiempo T 311
Procedimiento Allievi... 313
Condiciones de presión a lo largo del tubo 318
Ejemplo numérico 318
Golpe de ariete en el tramo de conducción agua arriba de la chimenea de equilibrio... 321
Factores de seguridad 321
Otras fórmulas para determinar el golpe de ariete positivo... 321
Comparación de los resultados de las fórmulas en un caso particular ... 322

CAPÍTULO XV

Disposiciones de precaución contra el golpe de ariete.

Colchón de aire... 325
Válvulas de seguridad... 325
Válvulas compensadoras o reguladoras de presión 327
Chimeneas de equilibrio o columnas amortiguadoras 330
— — diferenciales, tipo Johnson 335
Fijación de las dimensiones de una chimenea de equilibrio en un anteproyecto 338
Aceleración 341
Deceleración 344
Estabilidad inicial 345
Velocidad crítica 346
Determinación de la sección *a* de la tronera 347
Ejemplo 348
Bibliografía 352

CAPÍTULO XVI

Pérdida de carga en las tuberías.

Pérdida debida a la entrada 353
— debida al rozamiento a lo largo de la tubería 355
— de carga en los codos 360
— en los cambios de sección 363
— de carga en las llaves 366
— de carga en las bifurcaciones 368
— de carga en el desagüe... 371
Línea de carga o piezométrica 371

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

CAPÍTULO XVII

Tuberías según el material que las forma.

Tuberías de fundición... ... 375
— de palastro de hierro o acero ... 378
— roblonadas ... 378
— soldadas ... 380
— sin soldadura... 380
— reforzadas... 381
— blindadas ... 382
Unión en obra de los tubos de palastro ... 383
Despiezo helizoidal de los tubos de palastro... 386
Codos ... 388
Determinación del ángulo del codo en el espacio ... 389
Tuberías de hormigón armado... 390
Tuberías de madera ... 397

CAPÍTULO XVIII

Cálculo. Instalación y protección de la tubería.

Rendimiento de la tubería ... 399
Determinación del diámetro de la tubería... 400
— práctica del espesor de la tubería ... 405
Efectos de las variaciones de temperatura en las tuberías ... 406
Juntas de dilatación ... 407
Trazado de la tubería... 409
Instalación de tuberías de hierro ... 410
Protección de la tubería contra el hielo ... 412
Apoyo de la tubería... 413
Anclaje de la tubería ... 417
Ramificaciones de las tuberías a las turbinas ... 419
Cierre de la tubería ... 423
Válvulas de limitación de velocidad... 428
Ventosas ... 431
Aplastamiento de la tubería... 433
La tubería como elemento autorresistente para cruzar depresiones de terreno ... 435

CAPÍTULO XIX

Galerías de presión.

Galerías de presión ... 437
Ejemplos... 438
Revestimiento de la galería de presión... 442

CAPÍTULO XX

Formación del perfil longitudinal del salto.

Formación del perfil longitudinal del salto. Salto neto ... 445

CAPÍTULO XXI

Turbinas.

Generalidades ... 451
Energía o capacidad de trabajo de un kilogramo de agua elevado respecto a una cierta superficie en la que puede verter... 453

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

Principio de reacción en las turbinas ... 455
Elementos esenciales de las turbinas ... 456

CAPÍTULO XXII

Clasificación y rendimiento hidráulico de las turbinas.

Clasificación de las turbinas ... 459
Turbinas de reacción y acción ... 462
Movimiento del agua en la turbina ... 462
Grado de reacción ... 466
Rendimiento hidráulico de las turbinas. Ecuación fundamental ... 468
Número de revoluciones del rodete por minuto... ... 472

CAPÍTULO XXIII

Tipos de turbinas.

Evolución en la forma de las turbinas. Turbinas de reacción... ... 475
Diferentes formas de los rodetes de la turbina Francis. Turbinas lentas. 477
Turbinas menos lentas... ... 478
— normales ... 478
— rápidas ... 478
— rapidísimas ... 479
— hélice ... 479
— de acción ... 481
— Pelton ... 483

CAPÍTULO XXIV

Tubo de aspiración. Erosión y corrosión.

Tubo de aspiración en las turbinas de reacción... ... 491
Forma del tubo de aspiración ... 498
Hidroconos ... 500
Erosión y corrosión de las turbinas ... 502

CAPÍTULO XXV

Regulación de las turbinas. Ranguas.

Regulación de las turbinas ... 507
Regulación Fink ... 508
Accionamiento de la regulación ... 510
Reguladores hidráulicos ... 511
Reguladores de aceite ... 512
Tacómetro ... 520
Aceite a presión ... 521
Regulación a mano ... 522
Puesta en marcha... ... 522
Volante... ... 523
Oscilación del número de revoluciones y garantías... ... 524
Ranguas ... 525
Ranguas anulares Kinsburg, Escher Wyss, etc.... ... 530
Cojinetes de las turbinas de eje horizontal ... 533

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

CAPÍTULO XXVI

Turbinas semejantes. Elección del tipo de turbina.

Característica de una turbina colocada en saltos diferentes ... 535
Turbinas semejantes ... 536
Número de revoluciones específicas ... 537
Ejemplos ... 540
Curvas de rendimiento de las turbinas... 544
Elección de potencia y número de turbinas... 548
Elección del tipo de turbina... 550
Indicación de algunas instalaciones potentes de grupos hidreléctricos... 551

CAPÍTULO XXVII

Cámaras de las turbinas. Canal de desagüe.

Cámaras de las turbinas ... 553
Turbinas de eje vertical en cámara abierta ... 553
— de eje horizontal en cámara abierta ... 554
— en sifón ... 555
— en cámara cerrada... 557
— de eje vertical en cámara cerrada ... 559
— de eje horizontal en cámara cerrada ... 561
— de eje vertical. Ventajas. Inconvenientes ... 564
— de eje horizontal. Ventajas. Inconvenientes... 564
Canal de desagüe ... 564
Disposiciones para compensar las pérdidas de salto que ocasionan las riadas ... 565

CAPÍTULO XXVIII

Casa de Máquinas.

Casa de Máquinas. Ubicación ... 573
Centrales subterráneas... 577
Superficie en planta de la Casa de Máquinas ... 581
Altura del piso de la Casa de Máquinas ... 582
Fábrica para cimentación y estructura de la Casa de Máquinas ... 582
Cubiertas ... 583
Iluminación diurna ... 583
Ventilación... 583
Puente-grúa... 584

CAPÍTULO XXIX

Regulación de la energía.

Regulación de la energía disponible en los saltos de agua ... 585
Fijación de la capacidad del embalse de regulación anual ... 586
Diversos empleos del agua embalsada ... 587
Ubicación del embalse... 589
Estudio del régimen hidráulico de la cuenca... 589
Regulación anual ... 592
Depósitos de regulación semanal o diaria... 604
Depósitos de acumulación natural ... 608
Compuertas automáticas Arellano, de retención de aguas en el canal... 612
Depósitos de acumulación artificial, o sea de agua elevada por medio de bombas... 615

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

CAPÍTULO XXX

Modelos reducidos.

Modelos reducidos. Consideraciones generales... 623
Semejanza geométrica... 623
Semejanza mecánica 624
Semejanza cinemática 624
Semejanza dinámica... 625
Limitaciones de la teoría 626
Sistemas en que domine la gravedad... 627
Sistemas en que domine la viscosidad... 627
Sistemas en que dominen la gravedad y la viscosidad 629
Regímenes de corriente 629
Modelos con dos escalas de longitudes... 630
Presión atmosférica. Cavitación 630
Sifones... 630
Tuberías... 632
Canales 633
Arrastre de materiales... 635
Bibliografía 639

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

PRIMERA PARTE

SALTOS DE AGUA

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

PRIMERA PARTE

SALTOS DE AGUA

CAPITULO PRIMERO

CONSIDERACIONES GENERALES

El agua que corre superficialmente gasta su energía venciendo los obstáculos que se oponen a su libre curso; y así desarrolla calor, corroe las márgenes y el fondo, transporta materiales, etc. Es decir, no realiza trabajo útil alguno. Dicha energía cinética depende de la velocidad del agua, la que, a su vez, es función de la pendiente y de la rugosidad del cauce. Es imposible anular esta rugosidad, pero se puede disminuir, y entonces el mismo caudal podría discurrir con menor pendiente. De modo que cabe derivar la corriente por un canal lateral que tuviese menos rugosidad y menor pendiente que el cauce primitivo. Con ello, a medida que la longitud del canal fuese mayor, la diferencia de nivel entre las aguas de aquél y las del río aumentaría; y en punto conveniente podríamos reingresar dichas aguas en el río, haciéndolas pasar por receptores hidráulicos que transformasen la energía potencial del agua en energía actual. Conseguiríamos de esta manera la formación de un salto de agua con canal de derivación.

También se puede obtener el salto sólo con la elevación del nivel de agua determinado por el atajamiento de la corriente por medio de un azud o presa. Entonces, agua arriba del obstáculo puesto a la corriente, la sección mojada aumenta, la velocidad del agua necesaria para dejar pasar el caudal del río disminuye y la pendiente superficial necesaria para obtener dicha velocidad es menor que la que tenía la corriente. Esta pendiente superficial va aumentando a medida que agua arriba resulta menor la sección mojada, y llega así a formarse la *curva de remanso* que se enlaza tangencialmente con la superficie de las aguas en la parte del cauce

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

no afectada por el remanso. Por lo tanto, se produce un nuevo régimen para la corriente que permite formar junto a la presa o azud un escalón o salto aprovechable.

De dichas dos soluciones extremas citadas se deduce la solución mixta, que es la más general, y que consiste en atajar el río con un obstáculo que embalse las aguas que se derivan junto a él con un canal que se prolonga hasta punto conveniente, en que se sitúa la casa de máquinas. El salto resulta así obtenido en parte por la elevación del nivel de aguas junto al atajamiento, y en parte por la menor pendiente del canal con respecto al cauce.

Es remotísimo el empleo de la energía hidráulica para satisfacer las necesidades humanas; pero hasta hace poco no se ha llegado a un uso relativamente perfecto de ella. Antiguamente se utilizaba en batanes, molinos harineros, mazos de picar esparto, aparatos de aserrar, etc. Los artefactos receptores eran toscos y de muy bajo rendimiento. Estas industrias rudimentarias se establecían junto a corrientes de agua relativamente caudalosas; y como la potencia necesaria era escasa, no necesitaban toda el agua de la corriente, que atajaban sólo por azudes toscos. Los medios de comunicación eran reducidos, y el transporte de los productos manufacturados, caro; y así el radio de acción económica de los aprovechamientos era corto, y todo ello contribuía al mal aprovechamiento de la energía hidráulica.

Pero surgieron los perfeccionamientos de las ruedas hidráulicas y la invención de la turbina (a principios del siglo pasado), y empezó el desarrollo potente de las industrias a base de aprovechamientos hidráulicos, industrias que se situaban primeramente junto a las mismas corrientes de agua. Pero esta ubicación, si bien apropiada para la utilización de la citada energía, no lo era para la instalación de viviendas, para la formación de la ciudad industrial. No cabía la subdivisión fácil de la energía. Y esto y lo anterior ponían un cierto límite al crecimiento de la población. Pero allí estaba el germen de la ciudad industrial; y muchas, populosas hoy, tuvieron su origen en modestos aprovechamientos hidráulicos, que despertaron y contribuyeron a perfeccionar las iniciativas individuales, que al tomar más amplitud, y no bastando la energía hidráulica, aprovechó la del vapor (la hulla negra), y hoy constituyen centros grandes de consumo para las dos hullas (blanca y negra).

El perfecto aprovechamiento de la energía hidráulica no se hubiera conseguido sin la turbina; pero hubiera sido muy limitada sin la invención del regulador automático y de los alternadores y sin la posibilidad de transportar la energía convertida en eléctrica a largas distancias, yendo así a buscar al consumidor, que, aprovechando la invención del motor eléctrico, podía utilizar aquélla fraccionada.

El rapidísimo progreso de la industria eléctrica hace que saltos que antes no se consideraban aprovechables económicamente, por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

no poder disponer de centros de consumo a distancias, entonces asequibles, lo sean hoy. Son frecuentes hoy los transportes de energía a larguísima distancia: 300, 400 kilómetros y más. Hace pocos años se consideraba un atrevimiento el voltaje de 67 000 voltios para el transporte de la energía desde el salto del Molinar de la Hidroeléctrica Ibérica a Madrid a 254 km; y hoy están en explotación transportes a más de 220 000 voltios.

La historia del desarrollo de los más altos voltajes se representa gráficamente en la figura 1.ª, y prácticamente este avance se ha conseguido en los últimos cuarenta años. Empezó Italia, en 1886, con transmisión por corriente monofásica a 2 000 voltios. Siguió Alemania, en 1891. con corriente trifásica a 12 000 voltios; y des-

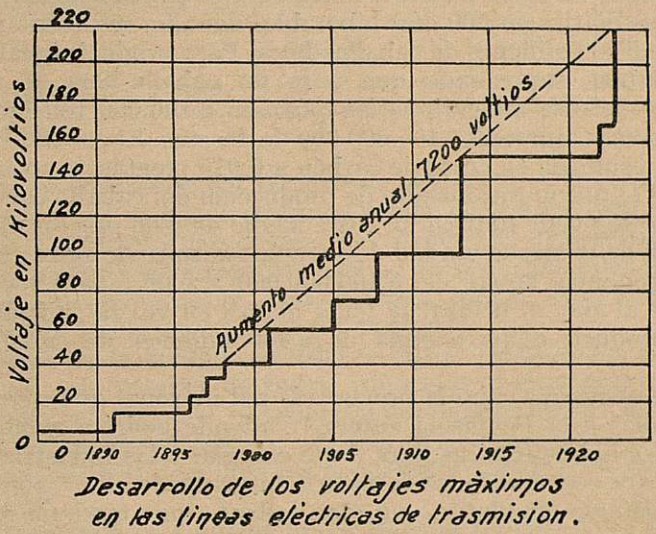


Fig. 1.ª

pués fué aumentando gradualmente hasta llegar en el año 1923 a 220 000 voltios. La Southern California Edison Co. inauguró en dicho año un transporte con dicho voltaje a 390 km de distancia. Y en el mismo año la Pacific Gas & Electric Co. inauguró otro transporte a igual tensión y a una distancia de 302 km. El aumento medio anual de voltaje máximo de transporte ha sido de 7 200 voltios.

La limitación que en época anterior a la actual se tenía en el transporte de la energía con los bajos voltajes utilizados, ha desaparecido hoy al emplear los altos en uso. Esto ha hecho aumentar el radio de acción de los aprovechamientos; y unido al progreso industrial y a la multiplicidad consiguiente de las aplicaciones de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la energía, ha determinado un cambio en la modalidad de los aprovechamientos hidráulicos. Antes, siendo muy limitada la capacidad de consumo dentro de la escasa distancia de transporte, los aprovechamientos eran de relativa corta potencia. Se utilizaba sólo el tramo del río más favorable a la obtención del salto, que funcionaba sólo a base de la aportación normal de aguas, desperdiciando así la energía representada por el agua sobrante en épocas de abundancia. Hoy, sin la limitación indicada, la tendencia es a construir grandes aprovechamientos con embalses de cabecera que determinen la regulación anual del río, y depósitos reguladores que la procuren diaria o semanal.

En la actualidad, en España, puede fijarse en más de un millón de caballos de vapor la suma de la potencia de los aprovechamientos hidráulicos en explotación. Si suponemos que funcionen durante 18 horas diarias en 300 días laborables del año, resultarían en este tiempo 5 400 millones de caballos-hora. Para producir igual energía con carbón, suponiendo que para un caballo-hora se requiera 1,50 kg de este mineral, serían precisas 8 100 000 toneladas, que a 50 pesetas representa 405 000 000 de pesetas. El caballo-hora utilizado resultaría en coste de carbón a 0,075 pesetas; y no está lejos de 0,12 el precio total medio de producción del caballo con carbón. Y como se puede fijar en un coste medio de 0,06 pesetas el de producción de la misma unidad de energía con salto de agua, resultaría una economía anual de $5\,400\,000\,000 \times 0{,}06 = 324\,000\,000$ de pesetas al año, al utilizar la hulla blanca en vez de la hulla negra para producir dicha energía de 5 400 millones de caballos-hora al año.

Si se llevase a cabo la proyectada red nacional que envuelva en sus mallas a la Península entera, y adonde podrían acometer las centrales hidroeléctricas para darle energía, y las industrias receptoras para consumirla, se facilitaría la venta de ella y constituiría dicho sistema circulatorio un gran volante que tendería a igualar la producción con el consumo, compensándose mutuamente saltos de diferentes características de aportación hidráulica y dando mercado a los que antes no lo tenían. Y así, aprovechando mejor la hulla blanca, se gastaría menos hulla negra y se mejorarían las condiciones económicas de las industrias en cuanto a la adquisición de fuerza. Es corriente la frase de que cada central hidroeléctrica inaugurada equivale a una mina de carbón inagotable puesta en explotación.

En el número del 5 de mayo de 1923 de la revista *V. D. I.* (*Zeitschrift des Vereines Deutsches Ingenieure*) se recopilan datos de varias publicaciones técnicas relativas a la fuerza hidráulica utilizada y en disponibilidad, que figuran en el cuadro que a continuación se inserta:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

NACIONES	Fuerza total disponible Millones de CV.			Fuerza utilizada en millones de CV. En explotación y construcción después de 1913	
	Máxima	Media	Mínima		
E. U. de América	128	52	28	10,8	13,5
Canadá	25	18	10	2,1	»
Noruega	11 a 13	7,5	5,6	1,35	3,2
Suecia	10 a 12	6,2	4,5	1,25	1,5
Francia	9 a 11	6 a 7	4,7	1,5	1,6
Italia	8	5	3,8	1,2	2,1
España	7	5,2	4	0,6	1,5
Alemania	8 a 12	6	1,5	1,0	0,9
Suiza	6 a 8	3,5 a 4,5	1,5 a 2,5	0,9	1,5
Austria antigua	6 a 8	4 a 5	2 a 3	0,5	1,9
» moderna	5	3	1,75	0,35	»
Inglaterra sin colonias	1	»	0,6	0,2	0,5
Japón	6 a 8	»	»	1,0	»
Rusia	20	6	2	1,0	1,5
Totales para todo el mundo	1.500	650 a 700	450	23,75	29,7

Según se desprende del examen de este cuadro, la cantidad de fuerza hidráulica utilizada es aún pequeña, comparada con la aprovechable. En ningún país se pasa del 35 por 100 ni se alcanza, incluyendo los aprovechamientos en curso de ejecución, el 46 por 100, siendo de advertir que en Asia y Africa apenas debe llegarse al 1 por 100 de la fuerza media total existente.

Empleos de la energía eléctrica.—*Luz y fuerza.*—No necesitamos entrar en detalles de todos conocidos al citar este empleo, especialmente en lo que se refiere al suministro de luz. En cuanto a la fuerza, podemos indicar, además del empleo general de ella para multiplicidad de industrias pequeñas y grandes, los siguientes en especial:

Trabajos agrícolas.—Aunque en España no está muy desarrollado este uso, tiene en él la electricidad aplicación adecuada, por la fácil distribución de la energía, mínimo riesgo de fuego, limpieza y flexibilidad de empleo.

Riegos.—Cuando éstos no pueden establecerse con agua caballera, allí donde la energía eléctrica sea de coste escaso pueden establecerse motores eléctricos, que eleven agua con dicho objeto, tomándola de capas subterráneas o de corrientes inmediatas. Aparte de los múltiples ejemplos que la realidad nos presenta de este empleo de fuerza, podemos citar el llevado a cabo por la Real Sociedad de Riegos de Levante, que recogiendo las escorrentías de los últimos riegos del valle inferior del Segura, en un canal colector, las eleva luego en cinco instalaciones escalonadas a alturas sucesivas, seguidas todas las elevaciones de canales de riego correspondientes, que benefician una zona extensísima y feraz, que puede alcanzar la extensión de la vega de Murcia y que comprende parte de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

los términos municipales de Elche, Crevillente, Albatera, Orihuela y Alicante. La máxima altura total a que se elevan las aguas es de 88 metros. En estas elevaciones se gastan unos 6 000 caballos procedentes del salto de los Almadenes sobre el Segura.

Minas.—Es evidente la ventaja de mover todos los artefactos, mecanismo y herramientas empleadas en las minas, con motores eléctricos. Las minas importantes que en la actualidad se ponen en explotación utilizan esta energía, y las antiguas cambian la que tenían por ésta. Con ello se reduce el coste y se tiene más seguridad de maniobra, centralización de las operaciones, facilidad de ampliación, comprobación fácil de la energía gastada, etc.

Industrias electroquímicas.—Es extensísimo este sector. Como productos obtenidos con esta aplicación de la electricidad se pueden citar el carburo de calcio, los abonos nitrogenados, explosivos, aluminio, carborundum, grafito, cianamida, ferrosilicio, ferromagneso, ferrocloro, sosa cáustica, sodio, cloroformo, clorado de potasa, etc.

Hay algunos de estos productos que admiten cierta intermitencia en la fabricación y que se prestan, por lo tanto, al empleo de la energía sobrante de una Central que tenga por destino principal y más lucrativo cierta aplicación preferente, como el suministro de luz. La obtención del carburo de calcio está en estas circunstancias. Y así, por ejemplo, las Electras Reunidas, de Zaragoza, que suministran luz y fuerza a dicha capital con la energía procedente de varios saltos, poseen una fábrica de carburo de calcio, la de la Peña; y a esta fábrica envían la energía sobrante, en las diversas épocas del año y a diferentes horas del día. Y así la fábrica es una especie de colector de la energía sobrante, que allí se emplea con utilidad.

En España se ha iniciado por la Constructora Naval, en su instalación de Reinosa, el empleo de la energía eléctrica para la obtención de aceros especiales.

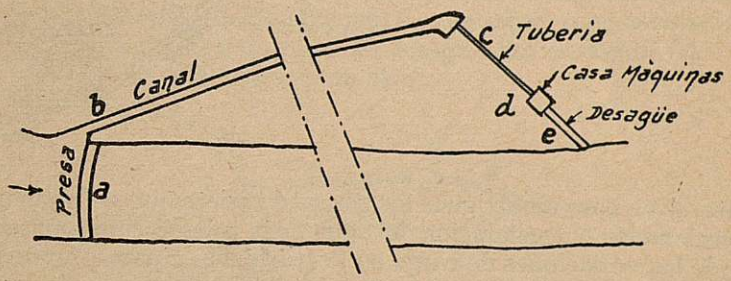
Otros usos de la energía eléctrica.—Se emplea también para la producción del calor en hornos de fundición, hornos de templar, calderas eléctricas para la producción del vapor y acumulación de energía, en acumuladores eléctricos, en aparatos de cocción y calefacción, etc.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO II

FORMACION DEL SALTO. DISPOSICION DE CONJUNTO

Hemos dicho que para la formación del salto se necesita elevar el nivel superficial del agua de la corriente sobre el normal de ésta, atajando el agua con una presa para producir el salto total utilizable en la misma presa, o contribuir a él derivando a la vez las aguas por un canal de menor pendiente que el cauce del río. Estas aguas hay que conducirlas luego a las turbinas, y para ello el canal desemboca directamente en las cámaras de éstas (saltos de altura menor de unos 12 metros) o termina en un ensanchamiento llamado cámara de presión, de donde parte la tubería que en conducción



Fig, 2.ª

forzada lleva el agua a las turbinas (saltos de altura mayor de unos 12 metros). De las turbinas parte el canal de desagüe, que reintegra las aguas al cauce primitivo.

De modo que las partes esenciales de la disposición que pudiéramos llamar general son:

1. **Disposición general.**

a) Azud o presa de derivación.
b) Canal de derivación.
c) Tubería de presión.
d) Casa de máquinas.
e) Canal de desagüe.

Esta disposición se indica en la figura 2.ª.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

2. Pero dentro de las ideas actuales del máximo aprovechamiento del agua que en toda época del año lleva la corriente, la disposición más perfecta es la que se indica en la figura 3.ª, y que está formada por:

a) Presa de embalse para almacenar las aguas en épocas de abundancia y regularizar la corriente.
b) Galería de presión que acomete directamente a la presa a nivel inferior al máximo admisible, permitiendo aprovechar en el suministro a las turbinas todo el volumen almacenado entre un nivel próximo al de la toma y el máximo del embalse.
c) Tubería de presión.
d) Casa de máquinas.
e) Canal de desagüe.

En esta disposición la cámara de arranque de la tubería se sustituye por la chimenea de equilibrio *f*, que, como veremos más ade-

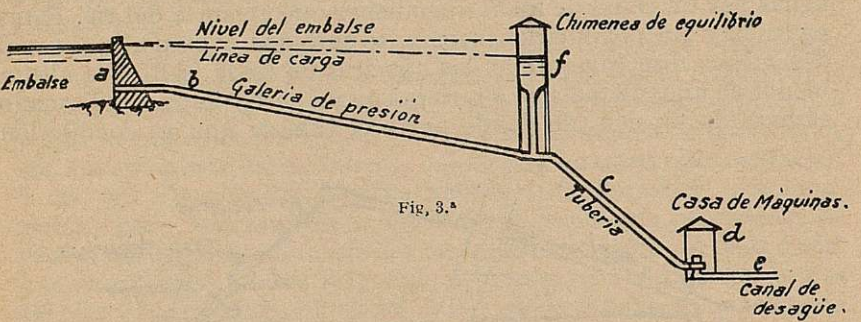


Fig. 3.ª

lante, sirve para amortiguar los golpes de ariete que se originan por la aceleración o deceleración del agua en la tubería como consecuencia de las variaciones de carga en las turbinas, y para proporcionar a éstas en los primeros segundos de demanda rápida de agua la necesaria hasta producirse el régimen normal.

Pero hay casos en que por las circunstancias locales de relieve del terreno, o de la corriente que se utiliza, o de la explotación que se va a hacer de la energía que se capte o de las mismas obras que se proyecten para ello, etc., es necesario o conveniente suprimir alguna o algunas de las construcciones indicadas; y entonces se pueden presentar estas otras disposiciones:

3. Salto sin presa y constituído por

b) Canal de derivación.
c) Tubería de presión.
d) Casa de máquinas.
e) Canal de desagüe.

De este tipo (fig. 4.ª) son algunos saltos en que se deriva sólo parte del caudal del río, o existe alguna restinga de rocas que forma presa natural y evita construir una nueva.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

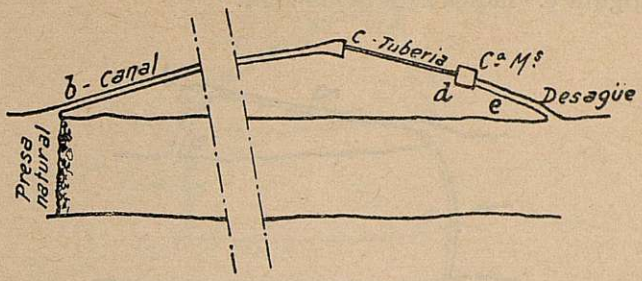
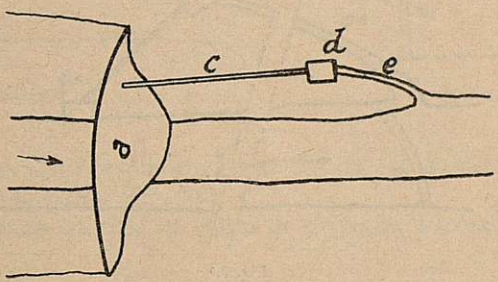


Fig. 4.ª

4. Salto sin canal de derivación y formado por

a) Presa.
c) Tubería de presión.
d) Casa de máquinas.
e) Canal de desagüe.

De este tipo (fig. 5.ª) son los saltos aprovechados junto a las presas de embalse, en que la derivación o toma se hace directamente de él, por medio de tubería. En muchos de estos casos puede quedar suprimido también el canal de desagüe por desaguar directamente las cámaras de turbinas en el río.



Fig, 5.ª

5. Salto sin tubería forzada y constituído por

a) Presa de derivación.
b) Canal.
d) Casa de máquinas.
e) Canal de desagüe.

Esta disposición presentan los saltos en que se emplean turbinas de cámara abierta, es decir, aquellos de altura escasa (próximamente menores de 12 metros).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 6.ª indica esta modalidad.

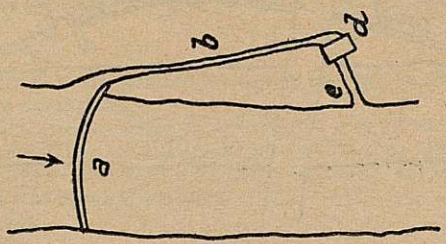


Fig. 6.ª

6. Salto sin canal de desagüe y formado por

a) Presa de derivación.
b) Canal.
c) Tubería.
d) Casa de máquinas.

Se presenta esta disposición (fig. 7.ª) cuando se sitúa la casa de máquinas junto a un escape del río, y las cámaras de turbinas comunican directamente con éste.

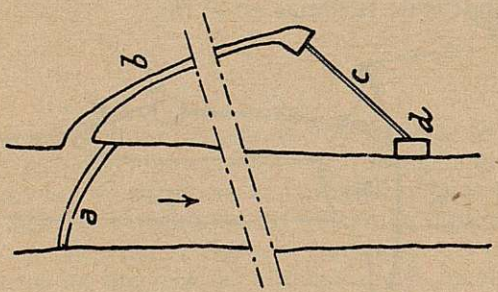


Fig. 7.ª

7. Salto sin presa ni tubería y formado por

b) Canal.
d) Casa de máquinas.
e) Canal de desagüe.

Es el caso 3, cuando el salto es pequeño y se utilizan turbinas de cámara abierta (fig. 8.ª).

8. Salto sin canal de derivación ni tubería y formado por

a) Presa.
d) Casa de máquinas.
e) Canal de desagüe.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

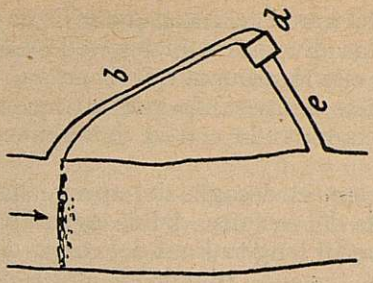


Fig. 8.ª

Se indica esta disposición en el croquis (fig. 9.ª).

9. Salto sin canal, tubería ni canal de desagüe y formado por

a) Presa.
d) Casa de máquinas.

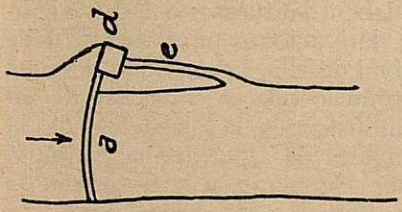


Fig. 9.ª

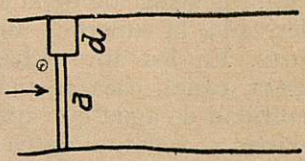


Fig. 10.

Este caso es muy frecuente en saltos de escasa altura tdeerminados sólo por la presa (fig. 10).

10. Saltos sin tubería ni canal de desagüe, formados por

a) Presa.
b) Canal.
d) Casa de máquinas. (Véase la figura 11.)

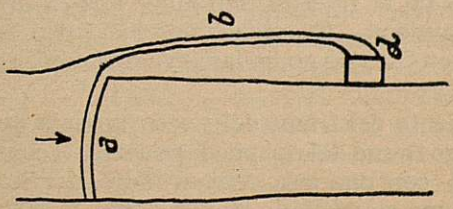


Fig. 11.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Reconocimiento del tramo del río en que se ha de desarrollar el salto. La elección entre las diversas soluciones depende de las circunstancias locales. Por ello lo primero que tiene que hacer el ingeniero es un estudio de ellas, empezando por un reconocimiento lo más completo posible, examinando con el detenimiento debido los extremos siguientes:

1.º Desnivel entre el desagüe del aprovechamiento inmediato agua arriba y la cola del remanso del de agua abajo. A cuyo efecto debe levantar un perfil longitudinal del cauce del río.

2.º Relieve del terreno, fijando el límite de las propiedades ribereñas, para deducir la superficie de éstas que puedan ser afectadas por el remanso, por los canales de derivación, desagüe y limpia, y por la casa de máquinas; y valor aproximado de estas propiedades, por si conviniera la expropiación parcial o total. Debe levantarse a este efecto un plano taquimétrico detallando especialmente la zona a que puede afectar la expropiación.

3.º Examen de los servicios que haya establecidos en el tramo del río que se estudia, tales como derivaciones para riegos, aprovechamientos industriales que quepa expropiar, flotación de maderas, navegación, etc.

Todos estos aprovechamientos deben detallarse; así, por ejemplo, en las elevaciones de aguas o derivaciones para riegos, debe fijarse la situación de la toma, el nivel de ella, la cantidad de agua derivada, la superficie regable, y todo lo que se considere de interés. En los aprovechamientos industriales la situación de la presa, canal, casa de máquinas, niveles de agua arriba y abajo, cantidad de agua que aprovecha, etc. En cuanto a la flotación, de existir, se tomarán datos de su importancia y frecuencia, etc.

4.º Examen de las laderas y fondo del río a los efectos de la ubicación y clase de presa que haya de construirse.

5.º Examen de las mismas laderas a los efectos de la ubicación del canal.

6.º Conveniente situación de la casa de máquinas, tratando de encontrar para ella una buena cimentación, canal de desagüe corto, buen enlace con el canal de derivación o con la cámara de presión, y fácil acceso.

7.º Aforos, es decir, determinación de los caudales en las diversas épocas del año y en número de éstos el mayor posible, para formar concepto de la riqueza hidráulica disponible y llegar a su mejor aprovechamiento. Conviene, por lo tanto, establecer estaciones de aforos en caso de no hallarse ya dispuestas en puntos adecuados.

Aprovechamiento del tramo del río en un solo escalón o en varios.—En un largo tramo del río, puede pensarse si convendrá aprovechar su desnivel, con una sola central hidroeléctrica o con varias, dividiendo el tramo en otros de menos altura útil. La solución más económica de primer establecimiento es, evidentemente, el cons-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

truir una sola central. Pero para que resulte también la economía en los gastos de explotación y se obtenga buen rendimiento al capital invertido, es preciso que el mercado de consumo esté dispuesto para utilizar en corto tiempo toda o la mayor parte de la energía que es capaz de producir al aprovechamiento.

Si esta utilización tardase en conseguirse muchos años, los gastos de construcción, conservación, amortización y explotación gravarían la energía que se emplease; y pudiera suceder que en este caso conviniera construir sucesivos escalones a medida que el empleo de la energía fuera consiguiéndose.

Aprovechamiento simultáneo de un río y sus afluentes.— Cuando en el tramo del río confluyen uno o varios afluentes, a fin de hacer un aprovechamiento lo más completo y económico posible del desnivel de todos ellos, caben varias soluciones:

1.ª Caso de un río con un afluente: solución con saltos diferentes en una misma casa de máquinas (fig. 12). Ejemplo: el salto de

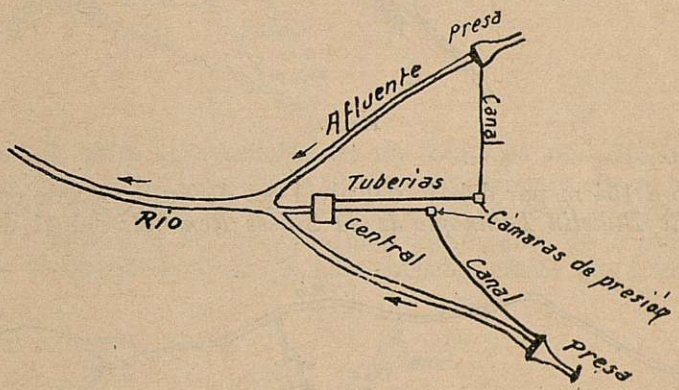


Fig. 12.

Soulom (Francia), que utiliza 113 m sobre la Gave de Pau y 250 m sobre la Gave de Cauterets; el de Rovesca (Italia), que es de triple aprovechamiento con saltos de 285, 252 y 702 m.

2.ª Caso de un río con un solo afluente: solución con salto único. Las presas se sitúan en puntos adecuados para que los canales terminen en una misma cámara de presión. La tubería es común, y única, por lo tanto, la casa de máquinas (fig. 13).

3.ª Caso de un río que proporciona un desnivel aprovechable muy grande con un afluente a desnivel relativamente escaso, con respecto al origen del tramo. En este caso, en que el coste de la tubería es preponderante, el disponer doble tubería para saltos diferentes (primera solución) pudiera resultar muy costoso. Y con el fin de utilizar en una sola tubería los desniveles de río y afluente, se puede establecer en éste una estación de bombas que captando

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sus aguas las inyecte a presión en la tubería general, lo que equivale a elevarlas al nivel de origen de ésta (fig. 14).

Así se ha hecho para aprovechar en el salto de Fully (Suiza), de 1 600 m de altura, las aguas que proporciona el lago Sorniot,

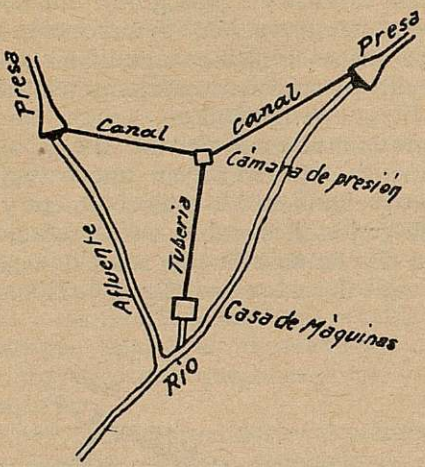


Fig. 13.

situado a 154 m por debajo del nivel del de Fully. Puede consultarse *Le Bulletin Technique de la Suisse Romande* del 11 de no-

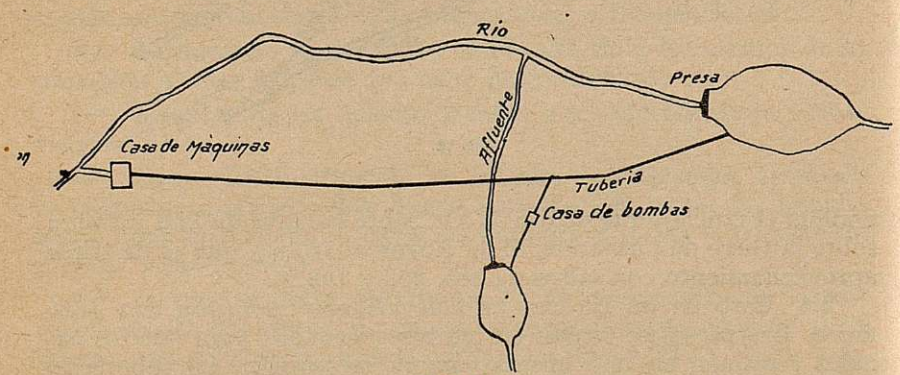


Fig. 14.

viembre de 1922, en donde se demuestra la conveniencia de esta solución.

4.ª Caso de un río con dos o más afluentes: solución de varias Centrales. Se indica en la figura 15.

5.ª El mismo caso: una sola Central. Se indica en la figura 16.

El canal de derivación va por una ladera recogiendo las aguas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de los afluentes que ingresan en el río por ella. Los de la ladera opuesta pueden unir sus aguas a dicho canal por medio de sifones o de acueductos que salven la depresión del río.

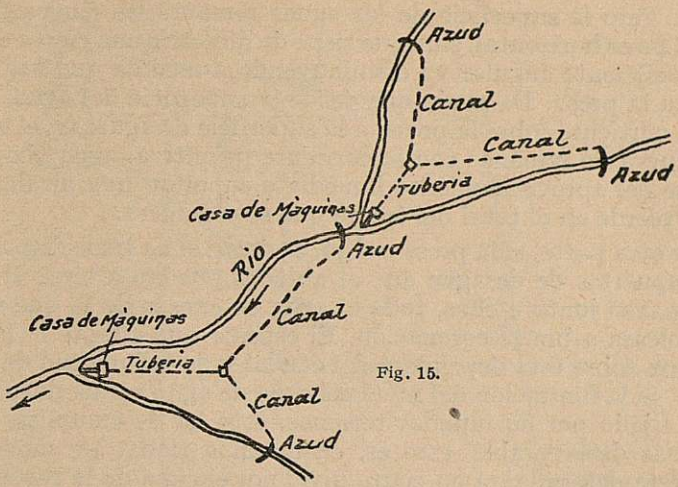


Fig. 15.

Altura de salto aprovechable en un tramo de río.—Hecho el reconocimiento topográfico en la porción de corriente que se ha de aprovechar; decidido si esto ha de tener efecto en uno o varios escalones, y estudiada la ubicación más conveniente de la presa y canal de derivación con arreglo alas consideraciones que hacemos

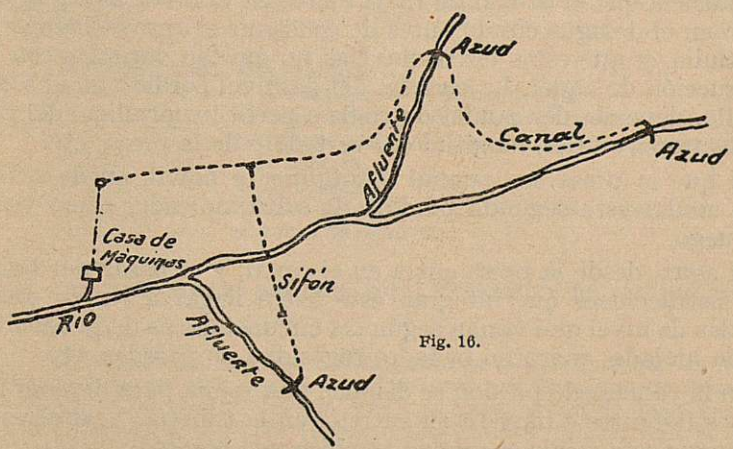


Fig. 16.

después, debemos tener en cuenta las mermas de salto debidas a la situación de las obras que se construyan y a las circunstancias de éstas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Así, si en el problema del aprovechamiento de un tramo no se ha de perjudicar a otro de agua arriba, o no inundar terrenos situados a cierto nivel, el del desagüe del primero, o el mínimo de los segundos deben constituir niveles límites a que puedan llegar las aguas que se remansen con la presa; y esto en todas las situaciones de agua del río. Pero la superficie de las aguas remansadas (curva de remanso) no es horizontal, sino que tiene de directriz una cierta curva, cuyo coeficiente angular va disminuyendo a medida que nos acercamos a la presa. De modo que desde la superficie del agua, de la lámina vertiente sobre la presa, a la superficie de aguas en el enlace de la curva de remanso con la corriente primitiva, agua abajo del desagüe del aprovechamiento inmediato superior, hay un desnivel que se pierde en el total del tramo que se considera.

Por otra parte, si la presa es fija, es decir, si no tiene disposición de compuertas de desagüe que al abrirlas puedan alterar el nivel del remanso junto a ellas, toda el agua en exceso de la que se derive volcará sobre la coronación. El espesor que adopte la lámina vertiente sobre ésta dependerá del caudal y de la longitud de coronación. Si la limitación del nivel máximo de agua arriba de la presa queda fijado por no inundar terrenos, esto ha de cumplirse en el caso más desfavorable, esto es, en máxima riada. De modo que como ésta determinará un cierto nivel por encima de la coronación de la presa, y cuando las aguas desciendan y se utilicen todas las del río, el nivel máximo de éstas será el de la coronación de la presa, resultará que para este caso, con presa fija, se perderá también en el salto el espesor de la lámina vertiente en caso de máxima riada. En el caso en que la limitación esté dada agua arriba por el desagüe de un aprovechamiento inmediato superior, hay que estudiar la influencia que el caudal de riada ejerce en el nivel de las aguas del río en el desagüe citado antes de construir el aprovechamiento en estudio, y que estas circunstancias no queden variadas con la construcción de aquél. La cuantía del desnivel perdido en el salto con ello, depende del caudal de riadas, perfil longitudinal del río, perfiles transversales, longitud del vertedero de la presa, etc.

El que la presa sea parcial o totalmente móvil, puede variar hasta anular esta segunda pérdida de salto indicada, como veremos luego.

El agua, desde la presa entra en el canal; y al pasar por todas las construcciones que integran éste hasta llegar a su fin, sufre pérdidas de nivel que varían según las circunstancias de pendiente, sección mojada, contorno bañado, rugosidad de paredes, etc.

En la cámara de presión se dispone una rejilla para detener los cuerpos flotantes e impedir su entrada en la tubería. Y al atravesar el agua esta rejilla se origina también una pérdida.

Desde la cámara de presión entran las aguas en la tubería, y en ésta, por rozamiento, contracción de la vena líquida, cambios de sección, etc., sufre el agua también pérdidas de carga.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Pasa el agua luego por las turbinas (1), que no rinden la energía potencial que tiene el agua en ellas, y esto es otra pérdida.

Otra la sufre el agua al pasar por el tubo de aspiración.

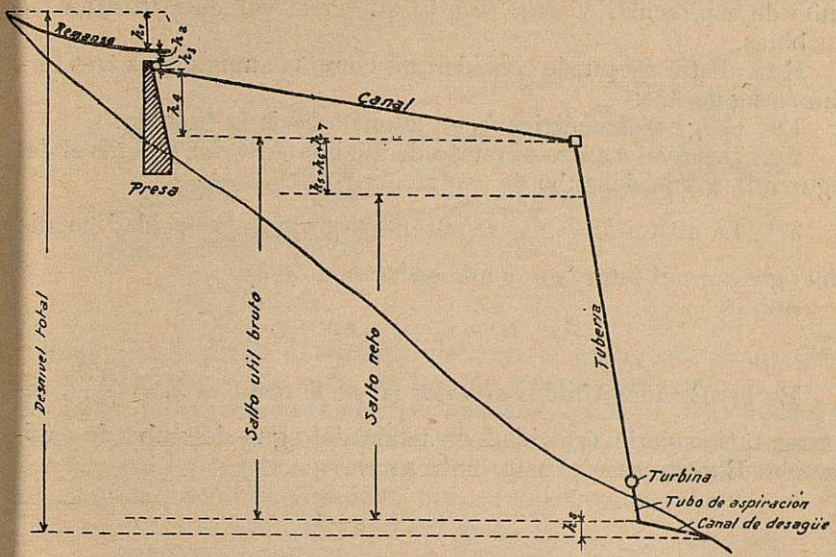


Fig. 17.

Y otra en el canal de desagüe hasta reingresar las aguas en el cauce de la corriente natural.

En resumen: podemos considerar las siguientes pérdidas de salto (fig. 17):

h_1	Pérdida debida		al remanso.
h_2	»	»	a la consideración de presa fija.
$h_3 + h_4$	»	»	al canal hasta la cámara de presión, incluyendo la pérdida en las rejillas y compuertas.
h_5	»	»	a la tubería.
h_6	»	»	a las turbinas.
h_7	»	»	al tubo de aspiración.
h_8	»	»	al canal de desagüe.

Así, por lo tanto, el desnivel total del tramo del río que consi-

(1) Adelantaremos aquí, para inteligencia de lo que sigue, que las turbinas que traducen en trabajo efectivo el potencial de las aguas, se colocan a cierta altura sobre el nivel del desagüe. Las turbinas son de dos clases: de reacción (Francis) y de acción (Pelton). Las Francis utilizan todo el salto bruto (menos las pérdidas correspondientes a rozamientos, remolinos, etc.), en parte por encima de ellas, por la presión de las aguas, y en parte por debajo de ellas, por succión determinada por un tubo de aspiración que une las turbinas con el desagüe y que se inmerge (el borde del tubo) en este último. Las Pelton sólo utilizan el salto hasta el nivel en que quedan situadas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

deremos queda reducido en su aprovechamiento a causa de las pérdidas antes indicadas.

Podemos llamar *salto bruto* a la diferencia de niveles de agua entre la cámara de presión y el de desagüe en el desemboque del tubo de aspiración. Y *salto neto* al que efectivamente utilizan las turbinas.

Esta altura H' puede considerarse como la suma de los tres términos siguientes:

1.º Carga piezométrica h_p en la entrada de la turbina.

2.º Desnivel z entre el punto de medida anterior y el nivel del agua a la salida del tubo de aspiración.

3.º La altura $h_v = \frac{v^2}{2g}$ representativa de la velocidad media del agua v en el punto en donde se ha medido h_p.

Así,

$$H' = h_p + z + h_v$$

En los Estados Unidos al valor H' se le resta el $h_s = \frac{v_s^2}{2g}$, representativo de la velocidad de salida del agua del tubo de aspiración. En este caso el salto neto será:

$$H'' = h_p + z + h_v - h_s$$

El valor de la h_v representa energía aprovechable, y por ello se suma; y el h_s representa energía perdida, y por ello se resta.

Al obtener así un salto H'' menor que H', la potencia hidráulica calculada sin las pérdidas de carga debidas a las turbinas será menor en la modalidad norteamericana, y se obtendrá mejor rendimiento para las turbinas en los Estados Unidos que en Europa. Lo que explica cierta aparente superioridad de las turbinas americanas, especialmente en saltos bajos, en los que el valor h_s es relativamente más sensible en relación con H'.

El valor de h_p en instalaciones en funcionamiento se puede medir con un manómetro. Pero al proyectarlas, para deducir dicho valor hay que tener en cuenta, aproximadamente, las pérdidas de carga valiéndose de fórmulas de que nos ocuparemos al tratar de las tuberías de presión. El valor de z se puede medir en instalaciones hechas por medio del vacuómetro.

Claro es que, como sabemos y comprobaremos más adelante, las pérdidas de carga son función del cuadrado de la velocidad; de modo que el salto neto varía según el caudal que se considere; es decir, según trabajen las turbinas a plena o parcial carga. El menor salto neto obtenido será a máximo caudal, o sea a plena carga.

Cuando las turbinas no utilizan tubo de aspiración, como veremos sucede con las Pelton, entonces el salto neto es el obtenido del modo anterior, sin tener en cuenta la altura de dicho tubo de aspiración y la velocidad de las aguas al entrar en el canal de desagüe.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Variaciones de salto con el caudal del río.—En saltos pequeños la altura aprovechable puede quedar muy afectada por las variaciones de nivel de agua arriba y agua abajo. En estos saltos, formados exclusiva o principalmente por la altura del remanso deter-

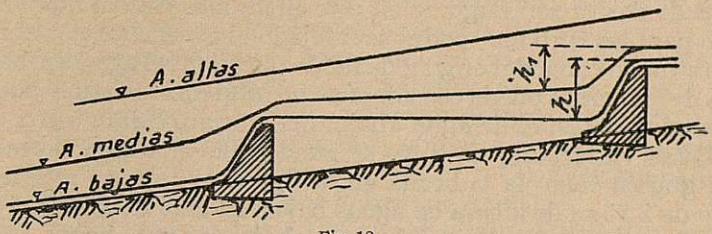


Fig. 18.

minado por la presa, al aumentar el caudal crece más el nivel de agua abajo que el de agua arriba. En primer lugar, porque la coronación del vertedero tiene más longitud, es decir, más anchura para la lámina vertiente que el cauce de agua abajo, y, por lo tanto, para conseguir mayor sección de desagüe en el primer caso se requiere menor profundidad que en el segundo. Además, el río

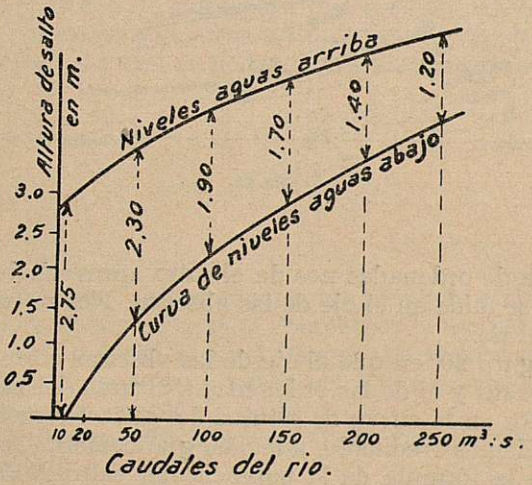


Fig. 19.

con las presas de derivación viene a quedar formado por escalones determinados por dichas presas y tablas de agua que constituyen los remansos. Al aumentar el caudal, este mayor desagüe se consigue a expensas de mayor sección y mayor pendiente; y este aumento de pendiente afecta a los pies de las presas en mayor cuantía que en la coronación, como indica la figura 18.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Por estas circunstancias, en los saltos de escasa altura puede ésta disminuir hasta quedar prácticamente borrada.

Así, pues, en salto sin canal de derivación y en que el nivel de agua arriba y el de agua abajo son los mismos que los de la presa, la altura del salto variará con el caudal. Si tenemos un salto con canal de derivación largo, si en éste entra más caudal que el necesario para las turbinas, podrá ser alejado el excedente por el aliviadero situado cerca del origen; de modo que el nivel agua arriba de la casa de máquinas puede considerarse no influenciado por el aumento de caudal; no así el de agua abajo, que variará siempre con aquél.

Estas variaciones de salto se pueden llevar a una representación gráfica como la indicada en la figura 19, que se refiere a un salto de 2,75 m de altura en aguas bajas. El cero de la escala de alturas lo suponemos al nivel de agua abajo en aguas bajas. Las curvas indican las variaciones de nivel de agua arriba y agua abajo;

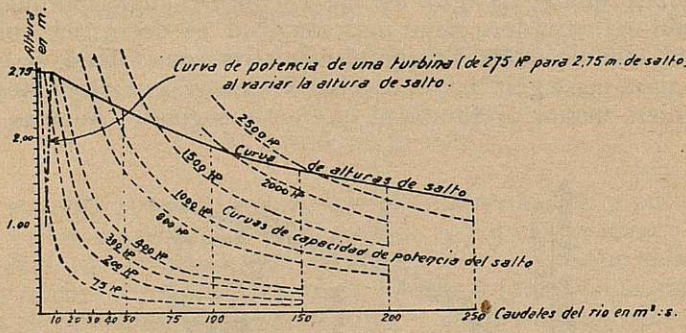


Fig. 20.

la diferencia de ordenadas nos da el salto aprovechable para cada caudal que se mide en el eje de las abscisas. Nos referimos al caudal total del río.

En la figura 20, en que el eje de las abscisas corresponde a los caudales del río y el de las ordenadas a alturas del salto, tenemos representados en la curva de alturas del salto los resultados de la figura 19. Hemos traducido, además, gráficamente (en hipérbolas equiláteras) la fórmula de la potencia del salto $N = Q \cdot H \cdot 10$, a que nos referiremos luego. Q, caudal en metros cúbicos por segundo. H, altura del salto en metros. N, potencia del salto en caballos de vapor. Y en los puntos de intersección de estas curvas con la de alturas del salto, para los diferentes caudales, tendremos indicaciones para conocer la potencia de que es capaz el salto para los diferentes caudales del río.

Ahora bien, no es económico el aprovechar esta potencia de riadas; el coste de la instalación sería muy grande y el rendimiento

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

escaso, pues solamente se podría disponer de la energía de la riada durante el tiempo de duración de ésta, y entonces sería difícil tuviera colocación en el mercado.

Si tenemos dispuesta la instalación de maquinaria para un cierto caudal y un cierto salto, al disminuir éste, es decir, al disminuir la carga de agua sobre las aberturas de las turbinas, disminuye el caudal que éstas absorben; los dos factores de la potencia, por lo tanto, disminuyen al aumentar el caudal del río más allá de ciertos límites; además, el rendimiento de las turbinas decrece también, y por todo ello la potencia de las turbinas disminuye. En la figura 20 la línea de trazo y punto representa la potencia de una turbina calculada para 2,75 m de salto y caudal de 10 m^3 por segundo para las diferentes alturas de salto por debajo de aquélla.

Así, pues, si el río lleva 100 m^3: *s*, la altura de salto, sería de 1,90 m; la capacidad de potencia del salto, 1 900 caballos. La potencia que puede desarrollar la citada turbina sería 160 caballos. Estos resultados los da la figura 20; el punto de intersección de la ordenada trazada en la abscisa 100 con la curva de alturas de salto se encuentra en la curva de capacidades de potencia 1 900. Trazando la horizontal, corta, a la altura 1,90, al eje de las alturas; y a la curva de potencia de la turbina, en un punto que correspondería a la curva 160 CV.

Ya veremos, al tratar de las turbinas, que si llamamos N y H la potencia y altura de salto para que ha sido calculada una turbina, si se coloca ésta en otro salto de altura H_1, la potencia N_1 que desarrollará aquélla se podrá expresar, aproximadamente, por la fórmula

$$N_1 = N \frac{H_1 \sqrt{H_1}}{H \sqrt{H}}$$

En saltos de agua determinados por presas de embalse y en que el caudal almacenado sirve para compensar la escasez del de la corriente, en parte del año, el nivel del embalse variará según la época y el caudal gastado; y esto determinará variaciones considerables de la altura aprovechable del salto.

Potencia del salto.—Es la energía de él, durante un tiempo específico: el segundo.

La potencia de un salto puede considerarse bajo dos aspectos: o como el trabajo que realice durante un segundo una masa de agua (caudal por 1″) que pase de una posición superior (agua arriba) a otra inferior (agua abajo), o como energía correspondiente a la misma unidad de tiempo de la velocidad que las aguas puedan adquirir en las turbinas como consecuencia de la presión a que están sometidas en ellas.

En el primer caso, si llamamos Q al caudal en metros cúbicos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

segundo y H la altura del salto, la energía potencial en kilográmetros está representada por

$$N = Q \cdot H \cdot 1\,000 \text{ kilográmetros}$$

Y si la expresamos en caballos de vapor,

$$N = \frac{QH \cdot 1\,000}{75}$$

En el segundo caso la energía potencial se ha convertido en cinética, y tiene, como sabemos por Mecánica, la expresión:

$$N = \frac{1}{2} mv^2$$

m = masa del agua que transcurre en la unidad de tiempo =

$$= \frac{\text{peso}}{\text{aceleración de la gravedad}} = \frac{Q \times 1\,000}{g}$$

Por hidráulica teórica sabemos $v^2 = 2gh$.
Sustituyendo tenemos:

$$N = \frac{1}{2} \frac{Q \times 1\,000}{g} \cdot 2gH = Q \times 1\,000 \times H \text{ kilogs.}$$

expresión igual a la encontrada antes.

Antes hemos definido el salto neto, que se obtiene restando del salto bruto ciertas pérdidas de carga. Las turbinas no rinden completamente la energía potencial que representa el salto bruto, como veremos detalladamente más adelante; y en lugar de la energía potencial N, dan otra energía efectiva, N_1 menor que N.

La relación $\frac{N_1}{N} = \rho$ se llama rendimiento de la turbina. Por lo tanto, la potencia efectiva en CV que la turbina rinde será:

$$N_1 = \frac{QH \cdot 1\,000}{75} \rho$$

El valor de ρ varía, como veremos, con la admisión del agua a la turbina, y según la clase de éstas y el esmero en su proyecto y fabricación. A plena carga llegan a conseguirse valores de ρ que oscilan entre el 80 y 90 por 100. Si admitimos como primera aproximación para ρ el valor de 0,82, y para análogo valor ρ' de rendimiento de los generadores eléctricos acoplados a las turbinas el valor de 0,92, el rendimiento global de los grupos de turbinas y generadores ρ_1 será $\rho_1 = \rho \times \rho' = 0{,}92 \times 0{,}82 = 0{,}75$. De modo que la potencia N_2 a plena carga medida a la salida de los generadores tendrá la expresión aproximada de:

$$N_2 = \frac{Q \times H \times 1\,000}{75} \times 0{,}75 = Q \times H \times 10$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si se toma como unidad el kilovatio, teniendo en cuenta que un caballo de vapor = 0,736 kilovatios, la potencia medida en kilovatios será:

$$N_3 = Q \times H \times 10 \times 0{,}736 = Q \times H \times 7{,}40 \text{ kilovatios, aproximadamente.}$$

En un anteproyecto, y para deducir la potencia de que se puede disponer para suministro a los consumidores, se puede partir de las siguientes pérdidas y rendimientos:

	Pérdida — Por 100	Rendimiento — Por 100
Turbinas	18	82
Generadores	8	92
Transformadores elevadores.	4	96
Línea de transmisión	10	90
Transformadores reductores.	4	96

Rendimiento desde las turbinas hasta la salida de los transformadores reductores:

$$\rho_r = 0{,}82 \times 0{,}92 \times 0{,}96 \times 0{,}90 \times 0{,}96 = 0{,}62$$

Energía en CV y en Kw que se puede suministrar con un caudal anual Q' y salto h.—Si consideramos esta energía en los bornes del alternador con rendimiento de turbina y alternador de 0,75 y la llamamos E, podemos poner su valor del modo siguiente:

$$\text{En caballos de vapor-hora } E = \frac{Q' \cdot h \cdot 10}{3\,600} = \frac{Q' \cdot h}{360} \text{ CV}$$

$$\text{En kilovatios-hora } E = \frac{Q' \cdot h \cdot 7{,}40}{3\,600} = 0{,}00204 Q'h =$$

$$= \frac{Q' \cdot h}{500} \text{ kw, aproximadamente.}$$

Capacidad de las obras e instalación de maquinaria del salto, en relación con la curva de consumo, recursos hidráulicos y Central auxiliar.—Muchos factores entran en la determinación de esta capacidad y de la regulación más o menos conveniente del caudal de que se dispone en las diversas épocas del año.

El problema es indeterminado; y para encontrar la mejor solución es preciso compulsar muchos datos, alguno de los cuales no

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

se puede tampoco determinar, y sobre ellos hay que hacer hipótesis verosímiles. Hay que atender: a las exigencias del mercado presentes y de porvenir; al salto utilizable; al caudal del río en los diferentes años y en las diversas épocas de éstos; a la posibilidad de la regulación anual, semanal y diaria; al coste de las obras con y sin regulación; al valor de la energía producida y al que se puede obtener de su venta; a la conveniencia de interconexión con otras centrales hidroeléctricas de diferentes características hidráulicas que mutuamente determinen una cierta compensación de caudales y, por lo tanto, de energía producida; a la necesidad o conveniencia de centrales auxiliares que suplan deficiencias de las hidroeléctricas, ya en años secos, ya en épocas de estiaje en el año, ya en las horas de máximo consumo en el día; a la importancia de los picos de la curva de consumo, a fin de garantir completamente éste.

Si se trata de establecer una central hidroeléctrica en un río sin regulación en el tramo de agua arriba, pero con posibilidad de ella, sería un error que se tendría que lamentar en el porvenir el construir las obras, sin tener en cuenta esta posibilidad de regulación y, por lo tanto, con menor capacidad que la que correspondería al caudal regulado.

Al crear una central hidroeléctrica se puede pensar, o en abastecer las necesidades actuales del mercado, o las que se deriven además de un posible abaratamiento de la energía, o en crear nuevos mercados con industrias nuevas, o llegando a otros ya establecidos con alargamiento de la línea de transmisión. Las necesidades actuales se pueden definir con relativa precisión. Las futuras, no; y en la determinación de su cuantía y distribución en el tiempo, entran como factores la naturaleza e importancia de las industrias presentes o por crear y, principalmente, el precio de venta de la energía.

Otro dato cuyo conocimiento nos interesaría es la repartición de estas necesidades en las diversas épocas del año, y aun en las diferentes horas del día. Sabido es que escasísimas industrias requieren un consumo constante. Este varía con la época del año y más comúnmente en las horas del día. Esta variación depende también de la jornada de trabajo. Industrias hay que funcionan las veinticuatro horas del día; otras solamente durante las ocho horas de la jornada de trabajo. Es corriente el que éste en la semana se ajuste a lo que vulgarmente se denomina semana inglesa, es decir, que el trabajo cesa al mediodía del sábado, para reanudarlo al comienzo de la jornada del lunes. Hay industrias, como la de transporte, en que el consumo se agudiza muy por encima del medio en ciertas horas de marcha de convoyes en que pueden superponerse los máximos de consumo que cada uno puede requerir.

Se denomina *factor de carga* en una explotación la relación entre la potencia media producida y la máxima que da el pico de la curva de consumo.

Factor de demanda es la relación entre la máxima demanda y la capacidad total instalada en los consumidores.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Factor de capacidad es la relación entre la carga media y la capacidad máxima de la instalación.

Al servir la Central a numerosos abonados, cada uno con su peculiar curva de consumo, es seguro que no coincidirán los picos de las diversas curvas, y, por lo tanto, el pico de la curva global de consumo suministrado por la Central representaría menor energía servida que la suma de las que representan los picos de las diversas curvas de los consumidores. Y se llama *factor de diversidad* a la relación entre la suma de los pedidos a la máxima energía con que se sirve al conjunto de ellos. Así, por ejemplo, si por diversos consumidores se piden potencias máximas de 100, 200 y 300 kilovatios, en total 600 kilovatios; si para servir toda esta demanda se ha empleado una carga máxima de 400 kilovatios, el factor de diversidad será $\frac{600}{400} = 1{,}50$. Algunos ingenieros toman como dicho factor la relación inversa, o sea $\frac{400}{600} = 0{,}66$.

En una Central hidroeléctrica podemos denominar *factor de utilización hidráulica anual* la relación entre el volumen de agua empleado útilmente por las turbinas y el total que durante el año puede suministrar el río. Lo ideal sería que esta relación fuese la unidad; es decir, que toda el agua rindiese energía útil. Pero como las épocas de mayor caudal no siempre se acoplan a las de mayores necesidades y en riada el agua no tiene utilización práctica, para conseguir aumentar dicho factor hay que acudir a obras de regulación.

Esta puede ser anual, semanal y diaria. *Regulación anual* es la que tiene por objeto el almacenar caudal sobrante en riadas y en épocas de abundancia, para suministrarlo en las de escasez. *Regulación semanal* es la que tiene por objeto el almacenar el agua sobrante durante la semana, especialmente en los domingos y sábados por la tarde (en caso de semana inglesa), para gastarla en los demás días. *Regulación diaria* (lo que los ingleses llaman *pondage*) tiene por objeto acoplar durante el día el caudal disponible a las necesidades del consumo en este tiempo.

Como hemos dicho, las necesidades del consumo no se pueden definir ni prever con suficiente certeza. Y por ello a toda explotación hay que dotarla de cierta flexibilidad o disponerla en forma de que sean posibles futuras ampliaciones y obras de regulación para poder conseguir un adecuado acoplamiento entre las disponibilidades hidráulicas y las necesidades del consumo.

Sería un error económico el disponer las obras en una primera etapa de construcción para servir necesidades que tardarán años en presentarse; el coste en exceso de aquéllas gravaría inútilmente el de la unidad de energía consumida. Conviene prever dichas necesidades y el modo de satisfacerlas, y escalonar las obras de modo que el capital vaya rindiendo interés a medida que se emplee.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Por todo lo dicho se infiere que en la determinación de capacidad de las obras de un salto se pueden seguir los siguientes criterios:

1.º Abastecer el mercado sólo con energía hidráulica conseguida sin regulación. En este caso la energía que podemos servir y para la que se dispondrían las obras sería aquélla de la que se pudiera disponer durante los 365 días del año, es decir, en la época de máximo estiaje; o durante 355 días, si se prescinde de los diez días de caudal mínimo. Con dicha energía sólo podrían abastecerse necesidades que alcanzasen un máximo igual o menor en energía que el que corresponde a la que pudiera producirse en estiaje. Aun en dicho primer caso resultaría durante el año y aun en estiaje un gran desperdicio de energía de la Central, como puede verse en la figura 21, que representa una curva de consumo diario en estiaje; y por ello no es solución conveniente.

2.º La capacidad de las obras e instalaciones se ajusta a un mayor caudal que el que podemos disponer en estiaje. Este mayor

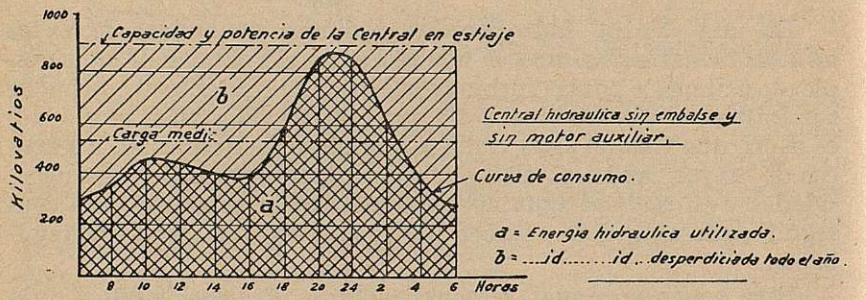


Fig. 21.

caudal sólo podremos, por lo tanto, aprovecharlo en parte de los días del año. En este caso, empleando sólo como fuente de energía la hidráulica cuando el pedido alcance el máximo de capacidad, en la época de penuria de agua, habrá que restringir el servicio, y al no garantizarse la continuidad de éste, la energía que se venda en estas condiciones, cuando la naturaleza de las industrias o las instalaciones complementarias que tengan los consumidores lo permitan, ha de ser a expensas del precio unitario. Uno será el precio de la energía continua, y otro, menor, el de la discontinua. Este caso se indica en la figura 22, y en ella podrá verse que hay también energía desperdiciada.

3.º La capacidad de referencia se proyecta como en el caso anterior, pero se tiende a una producción uniforme durante el año, a base de compensar las deficiencias de estiaje con la aportación de la energía procedente de otros saltos situados en otras cuencas de distinto régimen que la de que se trata. Es decir, se combina una central en un río hiemal (estiaje en verano) con otra en un río estival (estiaje en invierno). Es conveniente, además, el conectar o

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

conjugar centrales que, además de estas diferencias de régimen, tengan distintas características en altura: es decir, saltos de mucha altura en la cabecera de la cuenca con saltos de escasa altura en el valle. Así, cuando disminuye la altura de éstos en riada, aumenta la potencia hidráulica de aquéllos.

Por otra parte, los saltos de altura permiten una más fácil y más barata regulación, como en su lugar veremos; y, por lo tanto,

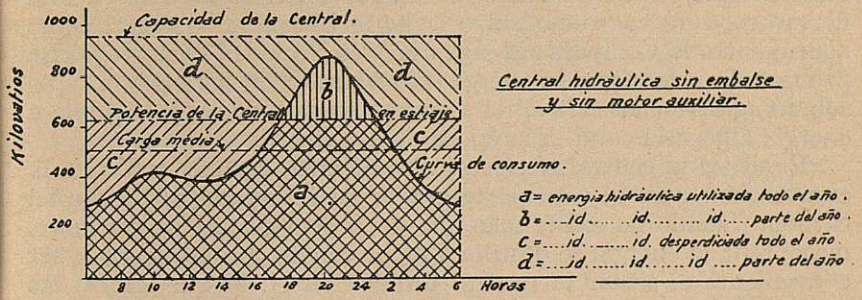


Fig. 22.

con dicha conjugación de saltos cabe concentrar la regulación en los de altura, aun llegando a la acumulación de agua en éstos elevándola a depósitos adecuados con la energía procedente de los saltos bajos. Y así, para suministrar la energía que requiere una

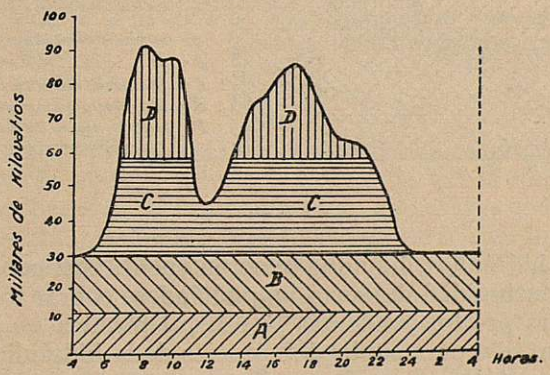


Fig. 23.

cierta curva de consumo, se debe aprovechar convenientemente las características de cada uno de los saltos. Por ejemplo, si tenemos conjugadas cuatro centrales, *A*, *B*, *C*, *D*, siendo las dos primeras de escasa altura de salto y gran caudal, en las que es difícil y costosa la regulación hidráulica, y las dos segundas de mucha altura y escaso caudal, en que la regulación es fácil y barata, el funcionamiento adecuado será que las *A* y *B*, como indica la figura 23,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

marchen de modo continuo y a la mayor carga posible, mientras que las *C* y *D* funcionen de modo intermitente, aprovechando, si es preciso, su fácil regulación.

4.º Para compensar el déficit de estiaje se acude a una central auxiliar térmica situada ya junto al salto, ya en el centro principal de consumo de la energía, ya en una cuenca hullera en la que se aprovechen los menudos de hulla que no tienen buen precio en mercado que requiera su transporte. Es decir, se verifica en este último caso un consorcio entre la hulla blanca y la negra, como ocurre entre la Compañía Mengemor y la Sociedad Peñarroya. La primera da a la segunda energía muy barata en invierno, en que sobran aguas en sus saltos. La segunda, en cambio, da a la primera energía algo más cara en la época de estiaje.

El situar la central térmica junto al salto da más unidad a la explotación; pero el transporte grava, en este caso, el precio del carbón. Cuando no existe más que un centro grande de consumo, o casi toda la energía se destina a dicho centro, entonces puede ser conveniente el situar la central térmica en él, lo que ahorra las contingencias de la línea de transporte.

Esta solución de central térmica auxiliar puede reportar ventajas, pues si bien la energía producida con carbón resulta más

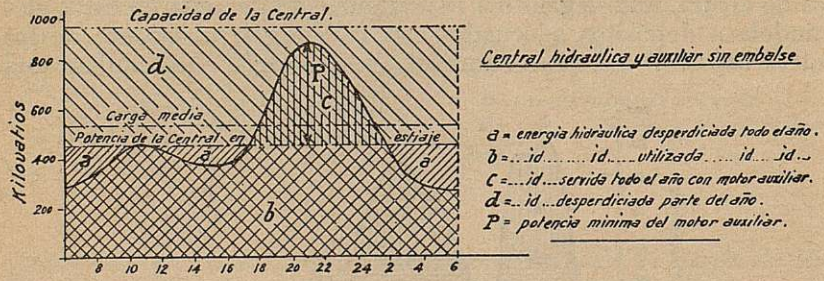


Fig. 24.

cara que la hidráulica, hay que tener en cuenta que con ella se garantirá la continuidad del servicio, pudiéndose cobrar toda la energía al mismo precio, y además la central térmica no funcionará siempre, sino sólo para suplir deficiencias de la hidráulica.

La reserva térmica puede servir:

a) En casos de interrupción de la central hidroeléctrica, especialmente por causa de la línea de transmisión.

b) Para llevar parte del máximo de la carga; es decir, en los picos de la curva de consumo, cuando no baste la energía hidroeléctrica.

c) Para suplir deficiencias de esta energía en estiaje.

d) Para facilitar el desarrollo del mercado mientras se construye una instalación hidroeléctrica y preparar una carga más completa para esta última durante el principio de la explotación.

La figura 24 representa el caso de asociación de central térmica

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

auxiliar a la central hidráulica, llevando la primera la carga necesaria para servir el pico diario de la curva de consumo. La magnitud P representa la potencia mínima necesaria de la central auxiliar. En las horas de mínimo consumo se desperdicia energía hidráulica que falta en las de máximo consumo. No existe en esta representación el ideal acoplamiento de la energía potencial hidráulica a las necesidades del consumo.

5.º Para compensar el déficit de estiaje se puede acudir a un mejor aprovechamiento de los recursos hidráulicos, disponiendo un depósito de regulación diaria. En la figura 25 se indica el caso en que la curva supuesta de consumo o la que poseen los servicios eléctricos ya establecidos a los que va a suministrar energía la central hidroeléctrica tiene unas horas de máximo al que no alcanza la potencia de que es capaz el caudal de estiaje; pero, en cambio, en horas de mínimo consumo la energía instantánea de dicho caudal es

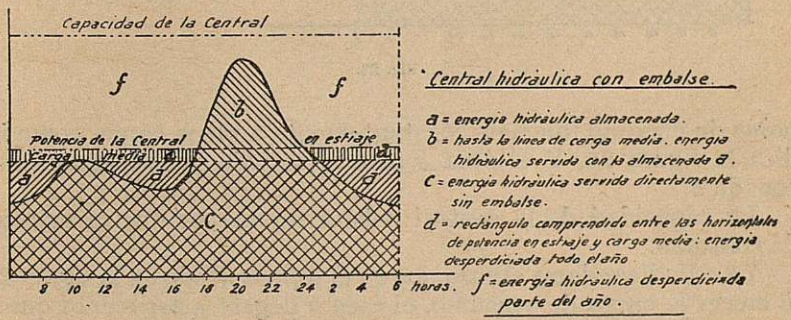


Fig. 25.

mayor que la que requieren los servicios establecidos o supuestos, resultando mayor la energía sobrante hidráulica que la que requiere el déficit en las horas del máximo. Es decir, que el área comprendida entre la horizontal que indica la potencia de estiaje en la figura 25 y la curva de consumo, y que queda debajo de aquella horizontal, sea mayor que el área que queda por encima. O sea que la línea de potencia en estiaje quede por encima de la horizontal de carga media.

Con el depósito de regulación diaria y en todos los días en que el caudal disponible no alcance a dar la energía instantánea que requiere aquél, se puede almacenar el agua sobrante en las horas del mínimo para gastarla en las del máximo. Claro está que la capacidad de la central ha de ser mayor que dicho máximo.

6.º Puede darse el caso que el agua almacenada en las horas del mínimo no sea suficiente para dar la energía que requieren las horas del máximo, es decir, como pasa en la figura 26, que el área que queda por debajo de la línea de potencia de la central en estiaje, y limitada además por la curva de consumo, sea menor que

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la que queda por encima, o sea que la línea de carga media de consumo queda por encima de la línea de potencia en estiaje.

Entonces no basta la energía del agua almacenada en las horas del mínimo para suplir las deficiencias de las del máximo y se requiere un motor auxiliar. Para disminuir la potencia p necesaria de éste y para que tenga mejor rendimiento, conviene que en las

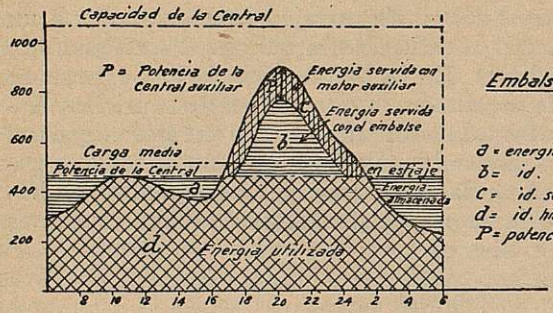


Fig. 26.

horas de máximo funcione constantemente a plena carga, como indica la figura 26. Y el área b será la servida por el agua almacenada a.

La capacidad de la central deberá ser mayor que el máximo de consumo.

7.º Pudiera darse el caso que en el representado en la figura 26, al crecer la curva de consumo, el área a llegase a ser menor que el

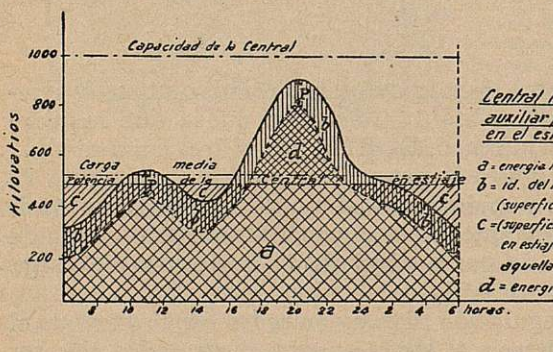


Fig. 27.

área b, que deja libre por encima de la horizontal de potencia en estiaje el motor auxiliar p trabajando a plena carga. Entonces, en lugar de aumentar la reserva térmica con nuevos motores, se puede pensar que el existente p, en vez de trabajar sólo en las horas del máximo, lo hiciese a plena carga durante todo o la mayor parte del día. Es lo que representa la figura 27.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La energía producida por el motor auxiliar servirá la zona *b* comprendida entre las dos curvas llena y de puntos, paralelas entre sí y distantes verticalmente el valor representativo de la potencia de aquél. Entonces, en las horas de mínimo consumo, se podrá almacenar el agua que en la figura 27 está representada en energía potencial por el área *c* comprendida inferiormente a la horizontal de potencia en estiaje, entre ésta y la curva de puntos. Y con esta energía se podrá servir la *d* comprendida superiormente a la horizontal de potencia en estiaje, entre ésta y la curva de puntos.

Otros casos de curva de explotación, potencia en estiaje, motor auxiliar, embalse regulador y capacidad de la central podían presentarse. Pero basta los enumerados para demostrar la indeterminación del problema y la conveniencia de que el ingeniero ponga tino en medir la importancia de los factores que entran en aquél y que ya enumeramos al principio, para conseguir que la solución adoptada responda a la mayor eficacia técnica y económica.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO III

AFOROS

Los aforos, es decir, el conocimiento del caudal de agua de una corriente pueden tener por objeto, la investigación de la riqueza hidráulica en un punto determinado de aquélla, en el transcurso del tiempo a los efectos del aprovechamiento de las aguas, o la fijación del caudal que en un cierto momento exista para determinar el rendimiento de las turbinas que lo aprovechen, en una instalación ya efectuada.

Se comprende que esta última determinación ha de ser más escrupulosa, más exacta que la primera; pues para formar el concepto aproximado de los recursos hidráulicos de la cuenca afluente a un punto dado, basta una relativa aproximación de los aforos a la medida exacta.

Los procedimientos distintos que se pueden emplear para ellos varían según la entidad o caudal relativo de la corriente, la aproximación que se desea en el resultado, circunstancias de esta misma corriente, etc.

Podemos clasificarlos en los grupos siguientes:

a) Aforo por flotadores.
b) » » cálculo directo.
c) » » hidrotímetros (Molinete; tubo de Pitot).
d) » » depósitos graduados.
e) » » vertederos.
f) » » aparatos eléctricos de una central.
g) » » pantalla móvil.
h) » » ondas coloreadas.
i) » » disoluciones comparadas.
j) » » el tubo Venturi.
k) » » el procedimiento Gibson.
l) » » el procedimiento Allen.

a) **Aforos por flotadores.**—Pueden éstos medir la velocidad superficial o la que corresponde a diversas profundidades. Los primeros son ordinariamente pequeños trozos de madera de forma cilíndrica, de unos 5 cm de diámetro y de 30 a 40 cm de longitud, por ejemplo. Algunas veces se emplean bolas de cera, o rodajas de corcho lastradas con clavos o plomo, o esferas de metal huecas, o pequeños frascos lastrados con agua y asomando sólo el cuello.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las condiciones que han de reunir los flotadores son:

1.ª Las partes expuestas al viento han de ser lo más reducidas posible, pero teniendo las dimensiones necesarias para ser fácilmente visibles y con flotación suficiente.

2.ª Las partes sumergidas han de ser pequeñas, a fin de producir la menor perturbación en el movimiento del agua.

3.ª Conviene que el flotador presente a la corriente y al viento próximamente la misma superficie al girar sobre sí mismo durante el movimiento.

4.ª Deben ser de fácil manejo, suficientemente fuertes, para resistir sacudidas bruscas, económicos y ligeros, a fin de que sean fácilmente construídos, que no importe mucho su pérdida y que puedan transportarse fácilmente.

Por flotadores arrojados en el filete líquido central de la corriente se obtiene la velocidad máxima superficial. Y para obtener la media se pueden emplear las fórmulas empíricas dadas por los hidráulicos experimentadores, entre ellas la de Bazin, que dice:

$$v = \frac{v_s}{1 + 14\sqrt{b}} \qquad b = \alpha + \frac{\beta}{R}$$

v es la velocidad media de la sección.

v_s es la velocidad superficial máxima.

R es el radio hidráulico.

α y β son coeficientes que varían según la naturaleza de las paredes, y de éstas ha hecho Bazin los cinco grupos siguientes:

1.°	Canales de paredes muy lisas (tablas acepilladas enlucidas de cemento, etc.)	$\alpha = 0{,}00015$; $\beta = 0{,}0000045$
2.°	Canales con paredes lisas (tablas ordinarias, fábricas regulares)	$\alpha = 0{,}00019$; $\beta = 0{,}0000133$
3.°	Canales con paredes poco lisas (mamposterías ordinarias)	$\alpha = 0{,}00024$; $\beta = 0{,}00006$
4.°	Canales con paredes de tierra	$\alpha = 0{,}00028$; $\beta = 0{,}00035$
5.°	Canales y ríos sobre terreno de grijo o grava	$\alpha = 0{,}0004$; $\beta = 0{,}0007$
5.° bis.	—Canales en tierra con hierbas	$\alpha = 0{,}00046$; $\beta = 0{,}0007$

Para estos valores y con los del radio hidráulico R que se indican en la tabla siguiente, se obtienen los de la relación $\frac{v}{v_s}$.

R en metros	Tipos de canales					R en metros	Tipos de canales				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
0,05	0,82	0,76	0,65	»	»	0,25	0,85	0,82	0,77	0,64	0,56
0,10	0,83	0,79	0,70	0,54	»	0,50	0,85	0,83	0,80	0,70	0,62
0,15	0,84	0,81	0,74	0,58	0,50	1	»	»	0,80	0,75	0,68
0,20	0,84	0,82	0,76	0,62	0,5[illegible]	2 a 5	»	»	0,81	0,78	0,74

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Los flotadores sumergidos que sirven para determinar la velocidad a diversas profundidades de la corriente, consisten en un sistema de flotadores unidos entre sí por una cuerda o alambre fino. El flotador de superficie sostiene un flotador inferior más voluminoso y lastrado, de manera que se sumerja a la profundidad que se desee, y que determina la longitud de hilo de enlace. Para que este flotador de profundidad funcione bien es preciso:

1.º Que la velocidad común del sistema sea aproximadamente la misma que la de los filetes líquidos en que está sumergido el flotador inferior.

2.º Que éste se mantenga a la profundidad a que ha sido sumergido.

Estas dos condiciones no pueden realizarse nunca por completo. El flotador inferior es en parte arrastrado por el de la superficie y por la cuerda. Por otra parte, los movimientos irregulares que se propagan sin cesar en la masa líquida cuando la velocidad de la corriente es algo grande, tienden a desplazar verticalmente al flotador inferior, llevándole a las capas superiores. De aquí dos causas de error que contribuyen a dar indicaciones erróneas de la velocidad. Estos errores aumentan con la profundidad. Y por ello no deben emplearse flotadores más que para media profundidad.

Se puede aceptar que la velocidad media en una vertical es 0,95 de la que existe a la mitad de la profundidad. También se puede tomar como velocidad media en una vertical la que resulta para un flotador colocado a 3/5 de la profundidad a partir de la superficie.

Generalmente se toma la superficie del flotador superior 1/10 de la del flotador inferior.

Cuando se trata de determinar la velocidad media de una corriente de alguna importancia por medio de flotadores, es preciso dividir el ancho de la misma en varias secciones y considerar cada una de ellas de un modo independiente, pues sabido es que la velocidad en las diversas secciones no es la misma, hallándose la mínima en las inmediatas a las márgenes, aumentando a medida que crece la profundidad y se acercan al centro de la corriente.

Se obtiene bastante exactitud en la determinación de la velocidad media de la corriente procediendo de la siguiente forma:

Se empieza por buscar un tramo del río, lo más recto y uniforme que sea posible, con una pendiente suave y constante, sin que la corriente se halle perturbada por rocas, hierbas, torbellinos, etc. Se mide una base constituída por una paralela a la dirección de la corriente y lo más cerca posible de la misma (de 20 ó más metros de longitud). Se marcan los dos extremos de la base y por ellos se trazan dos perpendiculares a la misma, que atraviesan de parte a parte la corriente (fig. 28). Sobre estas líneas se extienden cables, que se sujetan por un extremo al punto correspondiente de la base; por el otro, a la otra orilla; y estos cables se dividen en distancias iguales a partir de la base, poniéndose en cada punto de división señales visibles para el observador colocado en la orilla. Se mide la profundi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

dad del agua en la vertical correspondiente a cada señal (que debe numerarse indicando la distancia a la base). Se hace lo mismo en las dos líneas y se forma un perfil transversal con profundidad en cada punto correspondiente a cada señal obtenida, tomando la media de las halladas en las dos líneas de tránsito (fig. 29). Ahora, por medio de flotadores sumergidos, se averigua la velocidad media en cada sección, y para ello se gradúa la longitud del hilo fiador para que próximamente el flotador inferior quede a media profundidad en cada sección. Se echa el flotador agua arriba de la sección co-

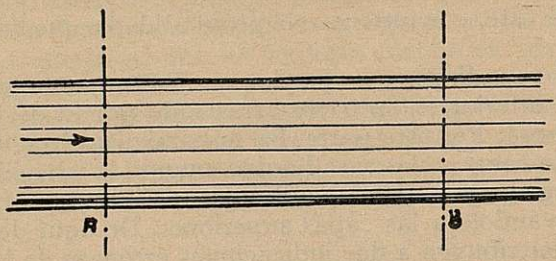


Fig. 28.

rrespondiente y un observador anota la distancia a que pasa por una y otra línea de tránsito. Estas observaciones se llevan a una curva que se forma tomando como abscisas las distancias a la base, medias de las observadas en cada línea, y como ordenadas las velocidades. De esta curva se sacan los valores que corresponden a la velocidad en la mitad de la sección. Y se tienen elementos suficien-

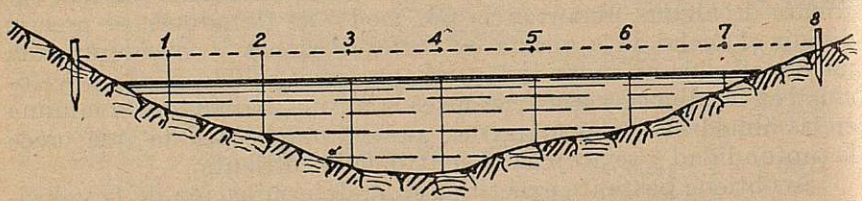


Fig. 29.

tes para determinar el caudal de cada sección, obtener la suma y multiplicar por 0,95 para que nos dé el caudal total.

Los flotadores compuestos, están formados por dos flotadores iguales, ofreciendo, por lo tanto, igual superficie, y unidos entre sí por un fiador. La velocidad del conjunto es la media de las velocidades que obtendrían los flotadores aisladamente supuestos colocados a la misma profundidad, es decir

$$v = \frac{v_p + v_s}{2} \text{ o sea } v_p = 2v - v_s$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Y como la velocidad superficial v_s se puede encontrar directamente, se deduce el valor de la de profundidad.

En canales regulares, es decir, de profundidad constante, se puede emplear otro flotador llamado varilla hidrométrica, que consiste en una varilla o tubo de metal lastrado de modo que se sumerja verticalmente en el agua con un extremo inferior próximo al fondo, pero sin llegar a tocarlo, y el superior sobresaliendo de la superficie del agua unos 15 cm. Si la longitud de la varilla alcanzase a toda la profundidad, la velocidad de ella sería la media de la vertical; pero como la parte sumergida debe ser sólo unos 9/10 de la profundidad, la velocidad de aquélla resulta mayor que la media y se toma para la verdadera 0,95 de la obtenida. Algunos toman como verdadera velocidad la obtenida teniendo en cuenta la resistencia del aire.

Es preciso hacer los aforos por flotadores en días de atmósfera tranquila. De lo contrario, el viento falsearía las observaciones.

Cuando hay establecida una estación de aforos y determinada la

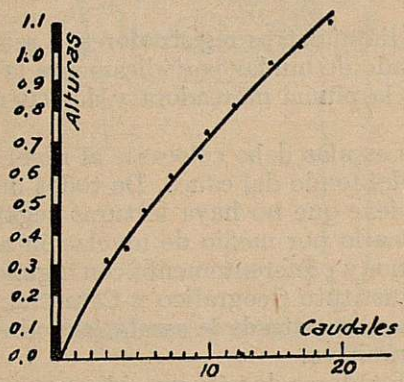


Fig. 30.

relación de la velocidad máxima superficial a la media, como esta relación es sensiblemente constante en las diversas situaciones del nivel de aguas, sirve en aquéllas para hallar la velocidad media conocida la superficial.

Elegido un cierto tramo del río para estos aforos por flotadores, y verificados aquéllos para diferentes alturas de agua, cabe enlazar estas alturas de agua con los caudales por medio de una curva, como indica la figura 30. De este modo, y en la hipótesis de que no varíe el tramo ni en pendiente ni en sección y perímetro mojados, basta para las observaciones sucesivas el tomar las alturas de agua y deducir el caudal por la curva citada.

Pero en ríos torrenciales en que la erosión y sedimentación determinan variaciones de perfiles longitudinal y transversales, este expedito procedimiento puede inducir a graves errores. Y así, en

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

caso de adoptarlo, hay que verificar comprobaciones periódicas para ir corrigiendo la curva.

Escalas o limnímetros.—Para la observación de las distintas alturas de agua en el río hacen falta escalas colocadas en puntos fijos en que la lectura sea fácil y no puedan ser arrastradas por el río (estribos de puentes, muros, taludes, etc.). Pueden colocarse también en pozos en comunicación con el río.

Si, como ocurre corrientemente, estas escalas o limnímetros han de servir de base para aforar los ríos, es preciso elegir un tramo de río de cierta constancia de perfil en que éste no sea erosionado o terraplenado como consecuencia de las variaciones de altura de agua.

Las escalas pueden ser de madera con las divisiones y los números pintados, o de fundición con rayas y números en relieve, o de azulejos barnizados. La división se hace en metros, decímetros y centímetros, y deben elegirse el tamaño y los colores de los números que marquen los metros y los decímetros (los centímetros no se numeran), de modo que la lectura sea fácil y sin peligro de equivocaciones.

Hay también limnímetros registradores, o sea limnígrafos, que necesitan el cuidado de mudar periódicamente la hoja del aparato y poner tinta en la pluma marcadora y dar cuerda al aparato de relojería.

El cero de las escalas debe colocarse al nivel de las más bajas aguas o al nivel del fondo del cauce. De todos modos, para evitar confusiones, conviene que no haya lecturas negativas. Dicho cero es preciso relacionarlo por medio de nivelación a algún punto invariable del terreno, y preferentemente con alguno de la nivelación de precisión del Instituto Geográfico y Catastral; y de este modo, si en una riada fuese arrastrada la escala, se podrá volver a colocar ésta a la altura primitiva.

El aforo por flotadores da sólo una idea grosera del caudal que se desea conocer. No se debe emplear más que cuando por la premura del tiempo no se disponga de medios más perfectos.

b) **Aforo por cálculo directo.**—Consiste en asimilar el cauce del río a un canal regular en el que se estableciese el régimen uniforme y aplicarle las fórmulas empleadas para los canales. Este procedimiento es muy inexacto, pues por regular que sea el tramo del río que se considere, la sección y la pendiente cambian de un punto a otro y el régimen uniforme no se establece. Por todo ello sólo se usa este procedimiento para determinar el caudal de riadas, cuando por no presenciarla, o no tener elementos para determinar la velocidad media, no se conoce ésta. Y aun en este caso existe siempre cierta indeterminación para fijar la altura de la avenida, pues no siempre están de acuerdo los testimonios de los prácticos de la localidad o las señales que la avenida ha dejado en su paso. Además, la pendiente en las avenidas no es la misma que la del fondo del cauce, y aun varía aquélla según esté creciendo o decreciendo el caudal del río.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Por otra parte, queda siempre la dificultad de adoptar un apropiado coeficiente de rugosidad en la fórmula que se emplee.

c) **Aforo por hidrotímetros. Molinete de Voltmann.**—Es el más empleado. Un tipo muy sencillo aparece indicado en la figura 31; unido a una barra *K*, sobre la que puede deslizar, cuando está en la posición deseada se le embraga, haciendo subir la varilla *b*, y empieza a registrarse el número de vueltas. Se aprecia la velocidad de un filete líquido, colocando el aparato en él, deján-

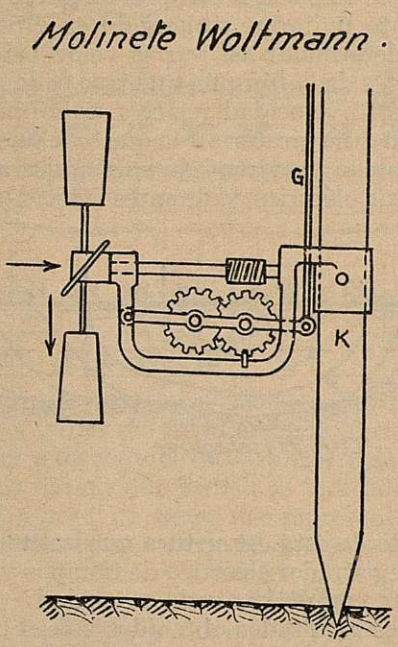


Fig. 31.

dolo libre durante un cierto espacio de tiempo y viendo el número de revoluciones que el contador ha marcado, y deduciendo el número de revoluciones *n* por 1''. Con este número *n* se entra en una fórmula del tipo

$$v = a + bn \qquad \text{ó} \qquad v = a + bn + cn^2$$

en que *a*, *b*, *c*, son constantes que cada aparato tiene determinadas y que conviene que el ingeniero compruebe para deducir el valor *v* de la velocidad del filete líquido. A fin de no perturbar la corriente, conviene en las estaciones de aforos fijas establecer una pasarela desde la que se hacen las mediciones. Otras veces se dispone un cable transbordador sobre el que corre una pequeña vagoneta con la que pueda colocarse el observador a nivel conveniente sobre las aguas. Se adoptan disposiciones prácticas para determinar la abs-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cisa y ordenada del filete líquido cuya velocidad se mida. El utilizar una barca para desde ella hacer las mediciones puede inducir a error, por la alteración que en la corriente introduce la presencia de aquélla.

Aunque las constantes del molinete vienen determinadas para cada aparato de fábrica, conviene comprobarlas. En algunos laboratorios hay disposiciones apropiadas para ello.

Dentro de las que el ingeniero puede fácilmente improvisar, la más sencilla consiste en hacer recorrer el molinete una cierta distancia con movimiento uniforme sumergido en el agua tranquila de un estanque, y determinar así varias velocidades relativas para hallar las constantes de la fórmula que trae cada aparato.

En Grenoble esta velocidad relativa uniforme se consigue por medio de una estructura giratoria a la que se le puede dar, por medio de cambios de marcha en virtud de engranajes apropiados que se accionan por motor eléctrico, diferentes velocidades periféricas. El

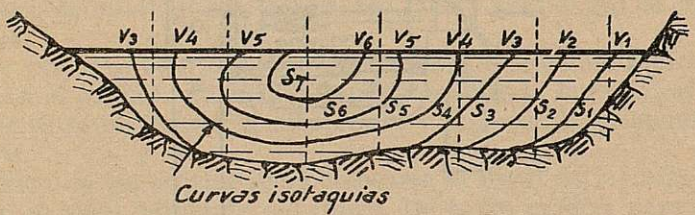


Fig. 32.

molinete pendiente de esta estructura queda sumergido en el agua de una fosa. Un registrador eléctrico de tiempos y de número de revoluciones permite comprobar cada velocidad.

Para aplicar los resultados obtenidos con el molinete se puede proceder de varios modos:

a) Se determina la velocidad máxima superficial y se obtiene la media como se ha indicado en el aforo por flotadores. Esto daría sólo una aproximación grosera.

b) Se divide la sección mojada, cuyo perfil se habrá tomado exactamente en una cuadrícula. Se halla la velocidad en cada uno de los encuentros de la vertical con las horizontales y luego se unen los puntos de igual velocidad (fig. 32). Se encuentran las áreas de las superficies parciales S_1, S_2, ..., entre curvas. Se determina la velocidad media u_1, u_2, ..., en cada una de ellas por la media de las de las curvas que lo limitan, y el caudal será:

$$Q = S_1u_1 + S_2u_2 + S_3u_3 \ldots + S_nn_n$$

c) Se divide la sección mojada en zonas por verticales (fig. 33). En cada vertical se determinan las velocidades en diferentes puntos de ella, distantes, por ejemplo, 0,25 ó 0,30. Para cada vertical

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

se traza una curva (fig. 34) que se forma tomando a la profundidad de cada punto, marcada en la escala correspondiente en la figura 34 sobre una vertical, magnitudes horizontales iguales a las velocidades. Dividiendo el área de cada una de estas figuras por la profundidad total se obtiene la velocidad media en la vertical correspondiente. Y entonces podremos trazar la figura 33. Se representa en ella la sección transversal de la corriente con el nivel de aguas y

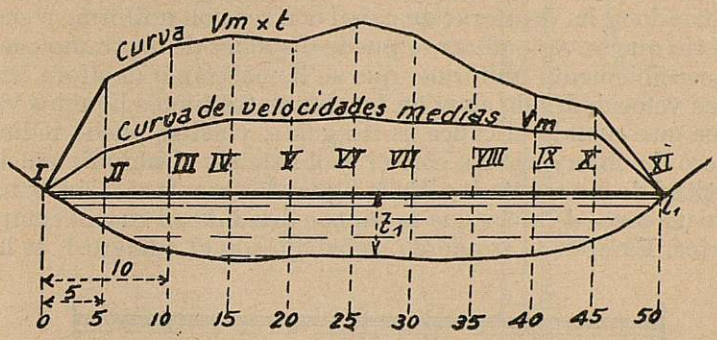


Fig. 33.

dividida aquélla por las verticales consideradas. Sobre cada una de estas verticales y a partir del nivel de agua hacia arriba, se toman magnitudes iguales a los valores de las áreas de la figura 34. El área limitada por dicha curva, que la hemos indicado en la figura por curva de $v_m \cdot t$, y el nivel de aguas nos representa el caudal por segundo. Esto se explica por las consideraciones siguientes: Si con-

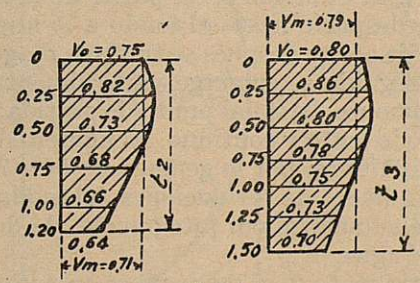


Fig. 34.

sideramos un sólido que tenga por base la sección transversal y que en cada punto la ordenada ortogonal sea igual a la velocidad, el volumen de este sólido será igual al caudal buscado. Si suponemos tres ejes coordenados de l (ancho), t (profundidad) y v (velocidad) y tomamos como origen el punto I de la figura 32, el volumen de dicho sólido será

$$\int_0^l dl \int_0^t v dt$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Pero $\int_o^t vdt$ representa el área de la curva de velocidades en cada vertical. Llamando a esta área S, la expresión anterior queda reducida a $\int_o^l Sdl$ ... y este valor es el área de la curva que llamamos de $v_m \cdot t$.

Este último es el procedimiento más exacto y aconsejable para el empleo del molinete en un río o canal irregular.

Cuando se ha de aforar un canal con sección uniforme o cuando en el río que se va a aforar se puede disponer de un tramo con sección sensiblemente uniforme, que se llama tramo de aforo, entonces las velocidades de agua en los diferentes filetes líquidos varían menos que cuando el cauce es irregular; y así se puede reducir el número de observaciones con el molinete sin disminuir mucho la exactitud de los resultados. En la figura 35 se ve la sección transversal de un canal de aforo que se supone dividida en cuatro compartimientos. En el de la izquierda, señalado con el número 1, se ha di-

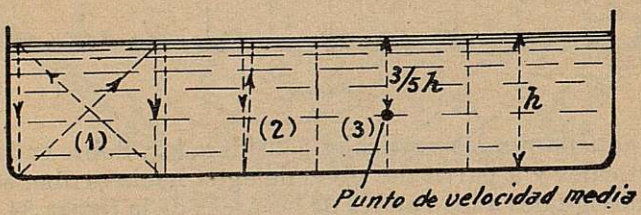


Fig. 35.

bujado con líneas de puntos y flechas un diagrama que indica uno de los medios de usar el molinete. A partir de la superficie el molinete se sumerge despacio hasta el fondo a lo largo de una de las paredes del canal de aforo; después se traslada diagonalmente hasta la superficie; en seguida se sumerge verticalmente hasta el fondo y de allí, diagonalmente, hasta al punto de partida. El aparato debe moverse de un modo lento y continuo. El número de segundos para completar este circuito es, por lo general, de 50 a 75, y se cuenta al mismo tiempo el número de revoluciones del molinete. Este procedimiento, que suele llamarse por integración, da desde luego la velocidad media del agua.

En el compartimiento 2, el molinete se sumerge de una manera lenta desde la superficie al fondo, elevándolo de nuevo a la superficie en la misma forma, integrando el molinete en este movimiento la velocidad media de la vertical del centro de dicho compartimiento; y es aceptable tomar esta velocidad como media de la del compartimiento en un canal donde a cierta distancia de las paredes el movimiento del agua en cada horizontal del compartimiento se puede considerar constante.

Un tercer procedimiento para obtener la velocidad media se indica en el compartimiento 3, donde se supone que el molinete

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

se mantiene fijo durante 50 a 100 segundos en el punto de velocidad media, que en un canal de aforo está situado, próximamente, a 3/5 de la profundidad, contados por debajo de la superficie.

Siempre que sea posible se debe emplear uno de los procedi-

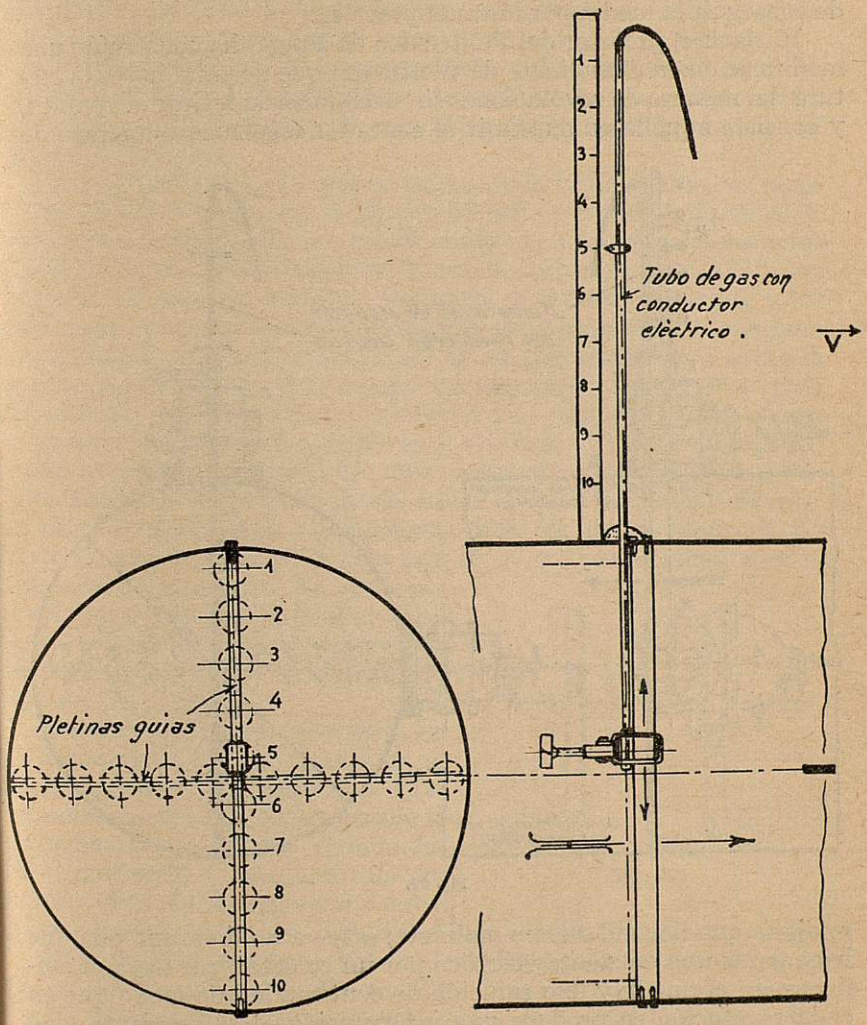


Fig. 36.

mientos indicados en los números 1 y 2, puesto que son los que más exactamente determinan la velocidad media; y en los casos de corrientes naturales, en los que se divide la anchura total en secciones, según se ha indicado, se recomienda el número 2, que siendo más rápido da con suficiente exactitud la velocidad media de la vertical

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

del centro del compartimiento. Sólo cuando la necesidad de operar rápidamente y otras circunstancias especiales impidan proceder así se limitará el operador a determinar la velocidad en un solo punto (número 3) para obtener la velocidad media del compartimiento, o determinar la velocidad máxima superficial como medio de conseguir la media por fórmula práctica.

Harlacher, profesor del Politécnico de Praga, ha construído una modificación en el molinete de Woltmann que permite hacer la lectura del número de revoluciones sin necesidad de retirar el aparato, y consiste aquélla en suprimir el contador mecánico o aparato de

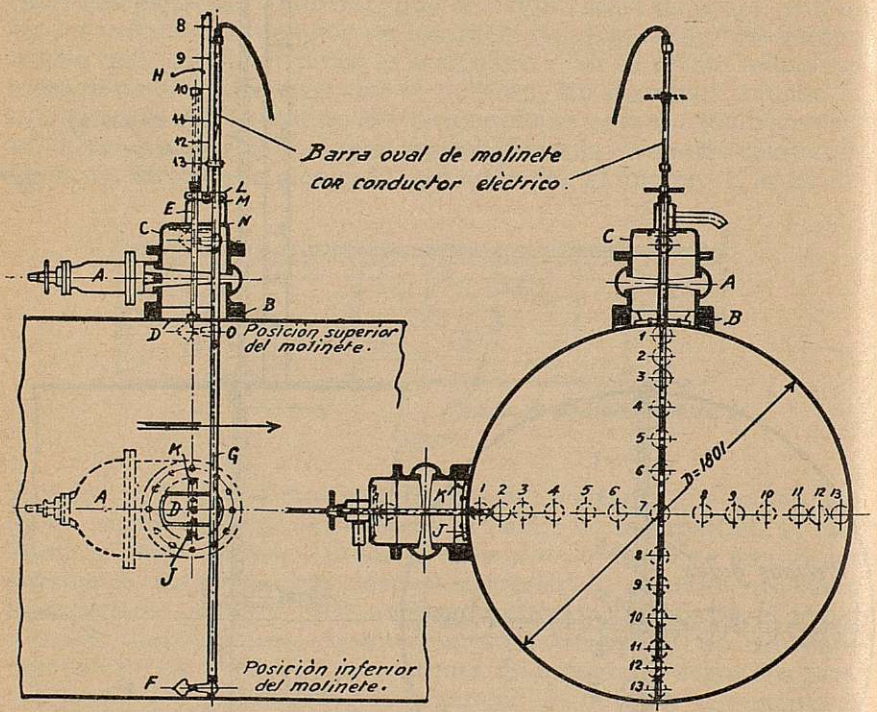


Fig. 37.

relojería que lleva el mismo molinete; éste va unido a una pila que hace pasar una corriente eléctrica por un colector que lleva el molinete, en el que hay una solución de continuidad de modo que en cada revolución se produce una interrupción de la corriente que, transmitida a distancia, marca gráficamente con trazos estas interrupciones, o sea el número de revoluciones; a cada interrupción hace adelantar el diente de una rueda dentada de un contador que marca así también el número de revoluciones.

El molinete tiene también empleo apropiado para el aforo de aguas que discurren por tuberías de gran diámetro. En la figura 36 se indica una disposición ideada por H. Dufour (*Bulletin Technique*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de la Suisse Romande, 24 de abril de 1926, pág. 102), que puede montarse antes del aforo. Se compone de un hierro plano fijado en el meridiano vertical, sobre el que resbala una chapa portadora del molinete movida desde el exterior por un tubo de gas. El cable para el timbre eléctrico está alojado en el interior del tubo. Desplazando éste, provisto de un indicador, el molinete se lleva a las posiciones que se deseen, que se marcan por el índice exterior.

Esta disposición se ha empleado para tubos de diámetros hasta 3,50 m, con velocidades máximas de 3,30 m/s. Su colocación y montaje sólo pueden hacerse con tubo vacío, penetrando por un agujero de hombre.

Otra disposición es la que se indica en la figura 37; se compone de dos llaves-compuertas *A* fijadas al tubo por anillos racores *B*. Esto forma la parte fija. La móvil, montada solamente durante los aforos, comprende los casquetes *C* con las tapaderas-guías *D* y sus barras *E* de sección oval, los molinetes *F* con sus barras *G* y los listones *H*. Para los aforos la maniobra es la siguiente: el casquete con el molinete y la barra se fijan en su posición exacta sobre la llave compuerta que está cerrada. En seguida se abre ésta, la guía del molinete se empuja hacia el interior y la cubierta-guía se coloca en su sitio definitivo. La traviesa *J* en forma de doble horquilla, fijada a la cubierta-guía *D*, se coloca sobre el lado exterior de la tubería alrededor de la nariz *K* del anillo *B*, que abraza rígidamente. La barra *E* debe entrar a rozamiento entre los hierros planos *L*. La barra de movimiento es guiada por *M*, *N* y *O* exactamente en la dirección del diámetro, pasando por el eje del conducto. H. Dufour cita en el indicado artículo 11 aforos con buen éxito, 4 de ellos en el salto de Molinar (España).

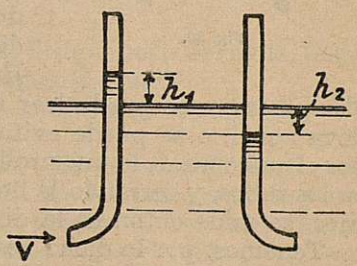


Fig. 38.

Estos procedimientos se usan en la actualidad para determinar el caudal que pasa por tuberías de gran diámetro (en las que no es grande la perturbación producida al introducir el molinete) a los efectos de encontrar el caudal de agua para determinar el rendimiento de turbinas en una instalación ya en marcha.

Tubo de Pitot-Darcy.—Este hidrotímetro se usa también, aunque no tanto como el molinete. Pitot observó que si se introcuce (figura 38) un tubo encorvado en la forma que indica la primera disposición, el agua asciende en él una cierta cantidad h_1; y en la disposición segunda el agua desciende una altura h_2. Se comprende que si estas cantidades no son las correspondientes a la altura que representa la velocidad v, serán proporcionales y se puede establecer:

$$\frac{v^2}{2g} = m_1 h_1 = m_2 h_2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Encontrando experimentalmente los valores m_1 y m_2, se puede determinar las velocidades de los filetes líquidos, conocidas las alturas h_1 y h_2. Pero estas alturas, que son siempre muy pequeñas, son muy difíciles de leer, pues la superficie del agua, cuando ésta se halla animada de alguna velocidad, no se conserva al mismo nivel, y esto produce oscilaciones del agua del tubo, que hace muy difícil la lectura. De modo que este procedimiento no se puede aplicar con relativa aproximación más que cuando la velocidad es bastante grande y, por lo tanto, acusa alturas h_1 y h_2, de cierta importancia. Para obviar este inconveniente, aunque no desaparece por completo, Darcy modificó el aparato en la forma siguiente: Se reúnen los dos tubos (figura 39) en un mismo aparato, quedando en comunicación y provisto de una sola llave S en la parte superior, y en la inferior quedan separados (y adelgazados para transmitir con menos intensidad las variaciones de nivel superficial) acodados en sentido opuesto y con una sola llave de cierre R que obtura a la vez los dos tubos. Puesta la línea BF en la dirección del filete líquido, y abiertas las llaves R y S, se produce la elevación h_1 y la depresión h_2. Entonces se cierra la llave R, se saca el aparato y se puede leer la suma $h_1 + h_2$ con una escala que lleva aquél, o se puede evitar el sacar el aparato sorbiendo aire por el extremo A, lo que produce un traslado paralelo de los niveles en los tubos, y cerrando la llave S para que estos niveles queden fijos, se mide entonces la diferencia de nivel $h_1 + h_2$.

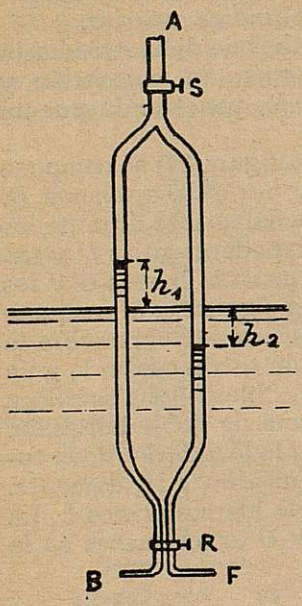


Fig. 39.

Tenemos, por lo dicho antes,

$$\frac{v^2}{2g} = m_1 h_1 = m_2 h_2; \qquad h_1 = \frac{v^2}{2g}\,\frac{1}{m_1}; \qquad h_2 = \frac{v^2}{2g}\,\frac{1}{m_2}$$

De donde

$$h_1 + h_2 = \frac{v^2}{2g}\left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2}\right)$$

$$v^2 = 2g\,\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}\,(h_1 + h_2) \qquad v = K\sqrt{2g(h_1 + h_2)}$$

$$\text{llamando } K = \sqrt{\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Este coeficiente se determina prácticamente.

Aun procediendo así, y teniendo la precaución de que las ramas de los tubos que han de colocarse en la dirección de los filetes líquidos cumplan bien esta condición, para que la altura $h_1 + h_2$ medida responda a la velocidad del filete líquido correspondiente, un error de esta medición puede ser de importancia relativa. Así, por ejemplo, las alturas representativas de las velocidades de 1 m y de 0,30 m por segundo son, respectivamente, 51,10 mm y 4,58 mm. Un error de medio milímetro en las lecturas arrastraría uno relativo de 1 por 100 en la primera velocidad y de 11 por 100 en la segunda.

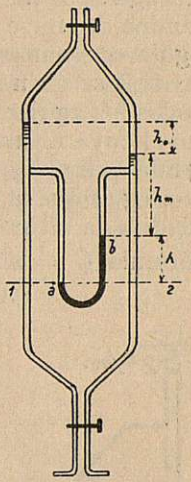


Fig. 40.

Para remediar este inconveniente Darcy imaginó añadir al aparato un manómetro diferencial, como se indica en el croquis de la figura 40. La parte *ab* se llena de un líquido más denso que el agua. Nos interesa conocer la altura h_o, diferencia de nivel de las columnas líquidas indicadas. El conocimiento de este valor puede alcanzarse por el de la diferencia de alturas λ, que conseguiremos sea mayor, y, por lo tanto, menor el error de la lectura.

Estableciendo la igualdad de presiones en los dos brazos de la *U* en el plano 1-2, y llamando δ la densidad del líquido *ab*, siendo 1 la del agua, tendremos:

$$h_o + h_m + \lambda = h_m + \lambda\delta \qquad h_o = \lambda(\delta - 1)$$

Si se emplea un líquido cuya densidad difiera poco del agua, llegaremos a obtener un valor de λ relativamente grande.

Se puede disponer el aparato para emplear un líquido algo más ligero que el agua.

d) **Aforo por depósitos graduados.**—Es el procedimiento más exacto, a condición de que el depósito sea bastante grande y que se pueda medir su capacidad de modo preciso. Como tales depósitos se pueden utilizar no sólo recipientes transportables, sino también fijos; depósitos de acumulación, lagos artificiales, canales colectores (aforos hechos en la Central de Amsteg. Véase *Contribution a l'étude des Méthodes de jaugeage*, F. Kutschen, 1926), etc., a condición de que su capacidad no se modifique con el tiempo y que la determinación de las pérdidas eventuales por filtraciones pueda hacerse con certidumbre.

El tiempo de observación debe ser, al menos, de 20 segundos, para reducir el error a ± 1 por 100. La diferencia de nivel observada en dicho tiempo debe ser, al menos, 100 mm, para reducir también este error a ± 1 por 100.

La graduación de los depósitos pequeños debe hacerse por peso, con preferencia al empleo de fórmulas geométricas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

e) **Aforo por vertederos.**—En este grupo podemos comprender también los aforos por orificios sumergidos en pared delgada. Empezaremos por éstos diciendo que sólo son aplicables prácticamente cuando el caudal es inferior a 5 litros por segundo; entonces se puede operar como sigue: se dispone un recipiente abierto para la entrada del agua por uno de sus costados; el opuesto está formado por una lámina de cinc o de hoja de lata en la que se ha abierto una serie de agujeros circulares de unos 2 cm de diámetro próximamente, cuyos centros se encuentran en una línea horizontal; entonces se tapan todos los agujeros y se deja entrar el agua hasta que adquiera un nivel cuya altura sobre los agujeros sea al menos de 4 cm; en seguida se empiezan a destapar suficiente número de agujeros hasta conseguir que la altura de carga sobre los agujeros quede constante. Medida la altura de carga sobre el centro de aquéllos, se aplica la fórmula $Q = mA\sqrt{2gh}$, en que A representa el área de todos los orificios, g la aceleración de la gravedad, h la carga medida y m un coeficiente de contracción que en pared delgada puede tomarse igual a 0,62.

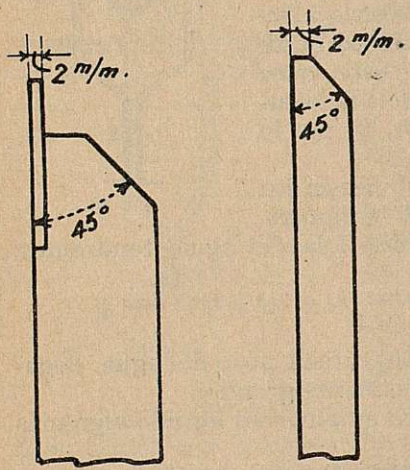


Fig. 41.

Los vertederos se pueden clasificar en: de pared delgada y de pared gruesa.

Los aforos en vertederos de pared delgada son los que dan mayor garantía de exactitud, y a ellos se acude cuando se tiene que disponer una estación de aforos. Como vertederos en pared gruesa se consideran los azudes.

En unos y otros, al aplicar las fórmulas, hay que tener muy en cuenta que las características del vertedero queden dentro de los límites de las experiencias que han servido de base a las fórmulas correspondientes.

El vertedero en pared delgada ha de disponerse con lámina libre, y, al efecto, en la parte inferior a ésta ha de reinar la presión atmosférica. Si el vertedero es de contracción lateral, la ventilación necesaria se produce naturalmente. Pero si es sin contracción lateral, hay que proporcionar artificialmente suficiente aducción de aire.

Agua arriba del vertedero, en una longitud de $\geqq 5$ veces de su altura y de al menos 1,50 veces el ancho del vertedero, el canal debe ser rectilíneo. El fondo de agua arriba ha de ser horizontal en una longitud de $\geqq 3$ veces aquella altura. Los cajeros verticales y paralelos, siendo los de agua abajo prolongación de los de agua arriba.

El vertedero, plano y perpendicular al eje. La arista, como se indica en la figura 41, tanto en el umbral como en los cajeros, en

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

caso de ser de contracción lateral. En este caso se coloca la escotadura en el centro del canal.

La fórmula clásica de Dubuat para los vertederos es:

$$Q = \frac{2}{3}\mu b h \cdot \sqrt{2gh}$$

en que Q es el caudal en metros cúbicos por segundo; b, el ancho del vertedero; h, la altura de lámina vertiente en metros, medida antes de producirse la depresión superficial; g, la aceleración de la gravedad = 9,81 m; μ, un coeficiente.

Para el valor de este coeficiente se han dado diferentes fórmulas por otros tantos experimentadores. Las que más garantías de exactitud tienen son las siguientes:

Bazin:

$$\mu = \left[0{,}6075 + \frac{0{,}0045}{h}\right]\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+s}\right)^2\right]$$

Frese:

$$\mu = \left[0{,}6150 + \frac{0{,}0021}{h}\right]\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+s}\right)^2\right]$$

Rehbock:

$$\mu = \left[0{,}605 + \frac{1}{1050h - 3} + 0{,}08\,\frac{h}{s}\right]$$

Société Suisse des Ingénieurs et Architectes (S. I. A.):

$$\mu = 0{,}615\left(1 + \frac{1}{1000h + 1{,}6}\right)\left[1 + 0{,}5\left(\frac{h}{h+s}\right)^2\right]$$

En estas fórmulas s representa la altura, en metros, de la cresta del vertedero por encima del fondo del canal.

Esta última fórmula propone (S. I. A.) emplearla para

$$25\text{ mm} \leqq \begin{matrix} s \\ h \\ \frac{h}{s} \end{matrix} \leqq \begin{matrix} 300\text{ mm} \\ 800\text{ mm} \\ 1 \end{matrix}$$

Estas fórmulas son para el caso de vertedero sin contracción lateral.

Para el caso de contracción lateral (S. I. A.), propone la fórmula siguiente, siendo b el ancho del vertedero y B el ancho del canal:

$$\mu = \left[0{,}578 + 0{,}037\left(\frac{b}{B}\right)^2 + \frac{3{,}615 - 3\left(\frac{b}{B}\right)^2}{h + 1{,}6}\right]\left[1 + 0{,}5\left(\frac{b}{B}\right)^4\left(\frac{h}{h+s}\right)^2\right]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Debiendo cumplirse que:

$$s \geqq 300$$

$$h \geqq \frac{25}{\frac{b}{B}} \qquad h \leqq 800 \text{ mm}$$

Cuando $\frac{b}{B} = 1$, esta fórmula se convierte en la antes indicada de la (S. I. A.) para el caso de vertedero sin contracción lateral.

En los aforos de precisión hechos en la Central de Amsteg, a los que nos referimos antes, las fórmulas que han dado más exactitud son las de Rehbock y de S. I. A. Las de Bazin y Frese dan resultados demasiado grandes. Los aforos por vertederos efectuados con cargas de agua inferiores a 10 cm no dan resultados de suficiente exactitud cuando se requiere gran precisión. Cuando la carga está comprendida entre 6 y 10 cm, aún puede bastar la aproximación en ciertos casos. No así con cargas inferiores a 6 cm.

La altura del vertedero sobre el cauce debe ser, al menos, doble (según Bazin) que la carga de agua o espesor de lámina vertiente.

La medida de la carga, es decir, del espesor de la lámina vertiente, es una operación delicada. Unas veces esta medición se hace en el mismo canal, y otras en un pozo lateral comunicando con aquél por un conducto estrecho que atenúe las pequeñas variaciones de nivel. La medición es corriente hacerla con una regla graduada fija y un cursor móvil terminado en punta, moviendo éste de arriba abajo, hasta que ésta aflore la superficie del agua.

Los aforos en pared gruesa únicamente son admisibles para aquéllos en que no se requiera gran exactitud; es decir, para formarse idea del caudal aproximado que lleva la corriente, aprovechando obras ya establecidas en su curso. Pero no se debe partir de ellos para determinar el caudal en el caso de cálculo de rendimiento de turbinas.

En estos vertederos en pared gruesa, el valor de μ varía de modo extraordinario, según la forma de dicha pared, su altura sobre el cauce, espesor de la lámina vertiente, dirección con respecto a la corriente, si ésta es estrecha o no en el vertedero, etc. Para dar una idea de esta variación diremos que si la presa es rectangular, con 2 m de ancho de vertedero, el valor de μ es del orden de 0,55; mientras que si tiene pared de agua arriba vertical y de agua abajo con inclinación de 45° enlazadas con arco de 5 cm de radio, el valor de μ es del orden de 0,81.

Por ello, para estos aforos hay que elegir el valor de μ que corresponda a la forma de presa que en los ensayos de Bazin, Rafter, Rehbock, Cipolletti, etc., más se aproxime a la que sirve para nuestro caso; y aun así, este valor varía con elespesor de lámina vertiente.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Es decir, repetimos: en estos casos de Hidráulica aplicada, como en todos los demás, para adoptar el valor de los coeficientes hay que tratar de aproximarse en las características de la realidad a las de los ensayos en que se determinaron dichos valores. La interpolación podrá arrastrar errores, pero éstos serán mucho mayores al extrapolar.

Para no extendernos excesivamente en estas consideraciones, citaremos como obras que se pueden consultar para documentarse al hacer aforos por vertederos en pared gruesa las siguientes:

H. BAZIN: *Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir* (publicadas en folleto y en *Annales des Ponts et Chaussées* de los años 1888, 1890, 1891, 1894, 1896 y 1898).

RAFTER: Experiencias publicadas en las *Transactions of American Society of Civil Engineers*, 1900.

CESARE CIPOLLETTI: *Experimenti et formule per grandi stramazzi a soglia inclinata o orizzontale*, 1886.

DIRECCIÓN DE OBRAS PÚBLICAS EN ESPAÑA: Servicio Central Hidráulico. Instucciones sobre aforos.

Weir Experiments, Coeficients and formulas, by R. E. HORTON. *U. S. Geological Survey Water Suppg paper 200*. 1907.

L. BONNET: *Traité pratique des Distributions d'eau et des Egouts*. 1921 Béranger.

f) **Aforo con auxilio de aparatos eléctricos de una Central inmediata.**—Cuando junto al punto de aforo exista una Central hidroeléctrica que consuma toda la energía que pueda producir el caudal corriente o que se pueda hacer que la absorba una resistencia eléctrica, si se conocen los rendimientos correspondientes de las turbinas y de los alternadores para la carga que represente la energía citada, midiendo además el salto exactamente H, se puede conocer el caudal por la siguiente fórmula:

$$N = \frac{Q \cdot 1\,000H}{75}\,\eta\eta'$$

en que N representa la energía reducida a caballos y Q el caudal por segundo; η y η' los rendimientos de alternadores y turbinas.

Esto sólo puede dar resultados aproximados; porque, aparte de la dificultad de conocer con suficiente exactitud dichos rendimientos, existe la de saber si las turbinas consumen el caudal corriente o éste está alterado por el embalse.

g) **Aforo por pantalla móvil.**—Este procedimiento se empleó por primera vez en Suecia en el año 1905; y al referirnos a él haremos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

un extracto de lo dicho en un artículo publicado en el *Zeitschrift des Vereines Deutsches Ingenieure*, núm. 627, año 1907.

El inventor de este procedimiento es el profesor Erick Anderson, de Estocolmo, que lo empleó para medir el rendimiento de las turbinas. La casa alemana J. M. Voith, de Heindenheim, en su instalación de pruebas de las turbinas que fabrica, tiene una disposición

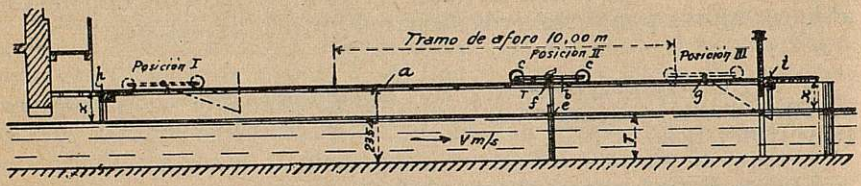


Fig. 42.

para el empelo de este procedimiento, y consiste en un canal de unos 22 m de longitud que se indica en las figuras 42 y 43. Sobre la coronación de los muros de dicho canal existen dos carriles *aa* de hierro en ángulo; los cantos superiores de ellos, perfectamente cepillados, quedan en un mismo plano horizontal y son aquéllos paralelos entre sí y a las paredes del canal. Sobre estos carriles corre

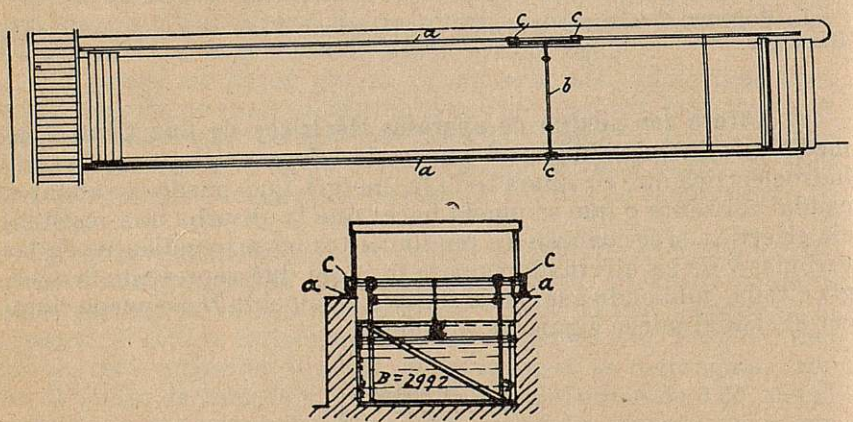


Fig. 43.

un carretón *b* en forma de T, apoyado por medio de tres ruedas *c*, sobre los carriles citados. Del carretón pende, por medio de una articulación *d*, la pantalla *e*, que obtura toda la sección del canal, salvo un pequeño espacio que la separa de las paredes y fondo. La construcción del carretón y la pantalla se indica en las figuras 44 a 47. La pantalla sigue el movimiento del agua sin retrasarse.

El carretón es muy sencillo y está formado de dos tubos de acero

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de 60 mm de diámetro y 1,5 m de espesor, que se unen en forma de T. Las ruedas son de aluminio, con un diámetro de 250 mm. Dos de ellas tienen la llanta acanalada y la tercera tiene llanta lisa. La pantalla pende de la articulación *d*, y está formada por hierros en ángulo muy ligeros, que forman el armazón de un tablero de listones de madera cubierto de tela de lino barnizada. Posee, además, la

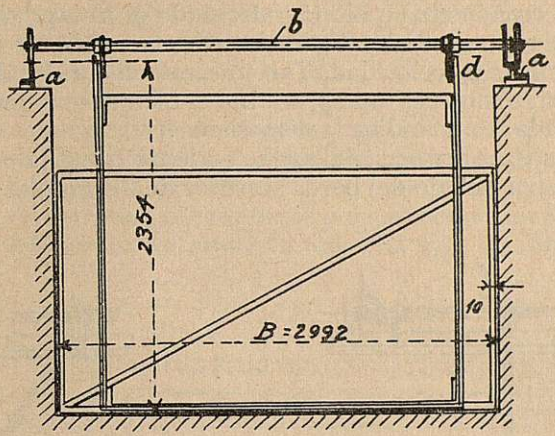


Fig. 44.

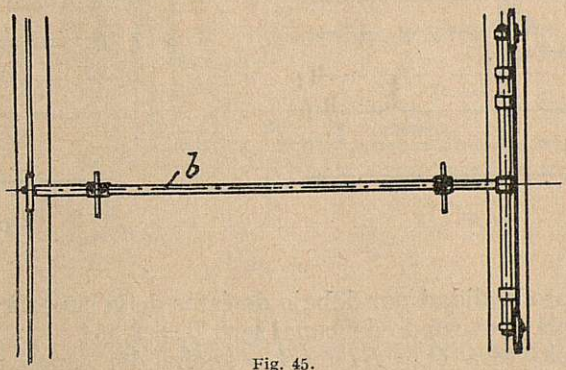


Fig. 45.

pantalla un trinquete *f* (figuras 46 y 47), que permite, cuando está cerrado, mantener fija la pantalla al carretón, formando con él ángulo recto; pero cuando la palanca *f* tropieza con un tope puesto en el límite de la carrera del carretón, se suelta el trinquete y la articulación queda libre, levantándose la pantalla alrededor de la articulación y dejando pasar el agua.

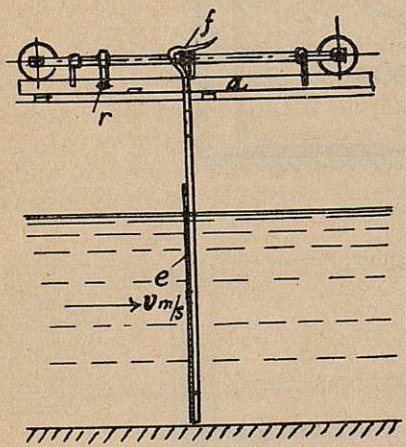
Pantalla y carretón tienen en conjunto un peso de 40 kg y exigen para su movimiento sólo una fuerza de 0,4 kg.

El manejo de la pantalla es muy sencillo: dos hombres sostienen

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

con cuerdas la pantalla en la posición I, sobre el agua. A una señal convenida la dejan sumergir paulatinamente y sin golpe. Por efecto de la corriente la pantalla se coloca vertical, cerrándose el trinquete, como indica la posición II. El sumergimiento de la pantalla se hace así sin levantar ola y sin alterar la situación de las aguas. El propiamente dicho tramo de medida comprende una longitud de 10 m y está fijado con señales. Un observador colocado entre las dos con un cronómetro o cronógrafo, mide el tiempo que tarda el carretón en recorrer dicha distancia, y se tienen así los elementos para determinar la velocidad. Tan pronto como al final del tramo choca el carretón con el tope g, se abre el trinquete y queda la pantalla inclinada, como indica la disposición III.

En el caso que nos ocupa el ancho es de 2,992 m. La profundidad de la solera por debajo del borde superior de los carriles, 2,354. Mi-



Flg. 46.

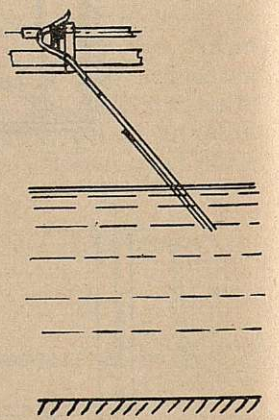


Fig. 47.

diendo la profundidad por debajo de éstos de la superficie del agua y llamándola x, el calado del canal será $T = 2{,}354 - x$. Y el caudal por segundo será $Q = BTv$ (B = ancho del canal) metros cúbicos. La superficie de la pantalla tiene 4,20 metros cuadrados, y hemos dicho que necesitan el carretón y la pantalla para moverse 0,4 kg; esta presión se consigue con una diferencia de nivel de agua arriba a agua abajo de la pantalla de 0,1 mm. El hueco que deja la pantalla entre ella y los muros es de 0,01 m; el agua que se perderá por él en virtud de la presión dicha, suponiendo sea 0,65 el coeficiente de contracción, y como el largo del hueco de paso del agua es de 5,8 m, será:

$$q = 0{,}65 \cdot 0{,}01 \cdot 5{,}8 \sqrt{2g \cdot 0{,}0001} = 0{,}00167 \text{ m}^3$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

pérdida que no tiene importancia, y será aún menor que la indicada por el rozamiento del agua contra las paredes.

El mayor caudal aforado de este modo en la instalación Voith hasta la fecha de la citada publicación era de 4 m^3 por segundo, resultando una velocidad de 0,85 m por segundo. La pantalla tardó en recorrer el tramo de 10 m, 12 segundos, y como los cronómetros pueden dar un error de 0,2 a 0,3 segundos para tal tiempo, podía resultar un error de observación de 2,5 por 100. Para evitar este error se ha acudido a la disposición eléctrica que se indica en la figura 48. Un aparato de relojería lleva tres magnetos k_1, k_2, k_3; y a los hierros móviles de estos magnetos van unidas tres plumas l_1, l_2, l_3, que marcan sobre una tira de papel m movida por el aparato citado. A lo largo del carril a va colocado un conductor que tiene en los 10 m de longitud 11 contactos, de metro en metro, que se establecen al paso del carretón; el conductor p se arrolla después a la magneto k_1, teniendo antes interpuesta una pila n_1 y un interruptor o_1.

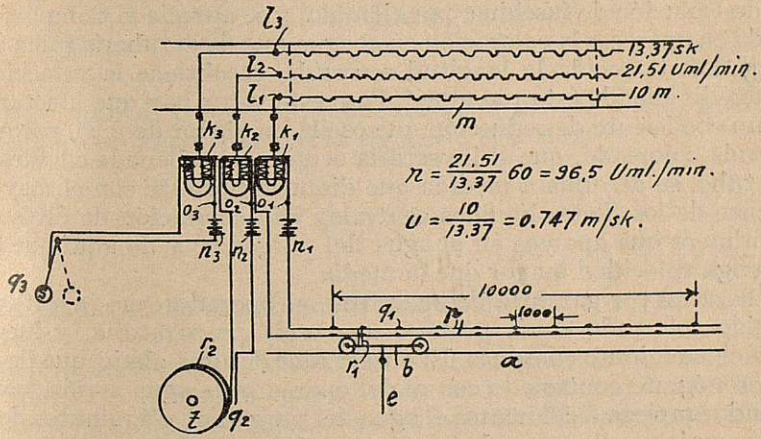


Fig. 48.

Mientras no hay contacto la pluma marca una horizontal; en cuanto el contacto r cierra un circuito, la pluma marca una ondulación; y así el papel, en el recorrido de 10 m, tendrá 11 ondulaciones. La segunda pluma del magneto k_2 marca análogamente las revoluciones de la turbina t, en virtud de un contacto que a cada revolución de la turbina se establece en q_2. Finalmente, la pluma l_3 marca los segundos, pues un péndulo s, que está graduado de manera que cada doble oscilación dura un segundo, establece un contacto en q_3. Trazadas en el papel las dos verticales que limitan las oscilaciones de los contactos q_1 distantes 10 m, nos dan en la segunda línea el número de revoluciones de la turbina en el tiempo marcado entre las dos verticales en la línea superior. Así, en la figura 48 resulta que el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

número de revoluciones ha sido de 21,50 en 13,37 segundos; de modo que el número de revoluciones por minuto será

$$n = \frac{21,51}{13,37} \cdot 60 = 96,50$$

La velocidad por segundo será:

$$v = \frac{10}{13,37} = 0,747 \text{ m/s}$$

La casa Escher Wyss, de Zurich, en su laboratorio de ensayos de modelos de turbinas, tiene establecido este procedimiento de aforo por pantalla móvil.

h) **Aforo por ondas coloreadas.**—Se emplea para determinar el caudal que pasa por una tubería. Se inyecta al efecto en un punto de agua arriba por medio de una bomba de mano un líquido coloreado (solución de fuschina, por ejemplo) y se aprecia el tiempo que tarda en aparecer la coloración en el agua que de la tubería toma un purgador. Conocida la longitud recorrida, se obtiene la velocidad media dividiendo ésta por aquél. Pero este valor hay que afectarlo de un coeficiente de reducción que oscila alrededor de 0,95, porque la onda coloreada, que al inyectarla ocupa una rebanada cilíndrica del tubo, se deforma a medida que discurre por éste con el mayor avance de los filetes líquidos centrales y la coloración de éstos es la primera que aparece en el agua del purgador; y de aquí que se obtenga velocidad mayor que la media.

Para mayor garantía de exactitud, el operador que inyecta el líquido coloreado envía primero una onda preparatoria, y luego otra cinco minutos después. El observador de agua abajo, que lleva un cronógrafo controlado con el del operador de agua arriba, nota cuándo empieza a colorearse el agua del purgador; y 4 minutos después empieza a llenar probetas de agua del purgador con 10 segundos de intervalo, poniéndolas alineadas y por orden correlativo, para apreciar la de máxima coloración, y el tiempo de observación que a ésta corresponde es el que se tiene en cuenta para determinar la velocidad de la onda. El coeficiente de reducción varía de un caso a otro, y convendrá hallarlo en cada uno por comprobación con otro procedimiento de aforo.

Este método es bastante exacto, pero requiere que la tubería sea relativamente larga, para disminuir los errores relativos de observación y de diámetro constante. Se debe el procedimiento a M. Ribourt.

i) **Aforo por disoluciones comparadas** — La base del procedimiento es la siguiente. Llamemos Q el caudal en metros cúbicos por segundo que se quiere determinar. Supongamos que en un cierto punto de la corriente vertemos en ella un caudal q en metros cú-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

bicos por segundo de una disolución, y que la cantidad de materia que se disuelva en la unidad de volumen sea d. Llamemos d_1 la cantidad que de dicha sal tenga naturalmente el agua, y d_2 cantidad análoga que tendrá la corriente agua abajo cuando se haya verificado la dilución completa del líquido agregado. Se podrá así establecer la igualdad siguiente:

$$Qd_1 + q(d_1 + d) = (Q + q)d_2$$

De aquí se saca

$$Q = q\left[\frac{d}{d_2 - d_1} - 1\right]$$

Si el agua no contiene dicha sal, es decir, si $d_1 = 0$, la ecuación anterior se convierte en

$$Q = q\left[\frac{d}{d_2} - 1\right]$$

Si el valor de q fuese muy pequeño comparado con Q, podría utilizarse, aproximadamente, la siguiente ecuación:

$$Q = q\,\frac{d}{d_2}$$

La sal empleada comúnmente es la sal de cocina, por ser la más barata.

Este procedimiento, ideado por Schloesing en 1863, ha tenido recientemente múltiples aplicaciones, y da una gran exactitud, siendo su principal divulgador en Europa Mr. Mellet, profesor de la Universidad de Laussanne.

En el caso de aforo de torrentes en que es difícil el aplicar cualquier otro método sin hacer obras que pueden ser importantes, el de disoluciones comparadas da excelentes resultados.

El conocimiento de la concentración del líquido se puede conseguir precipitando la sal con una disolución tipo de nitrato de plata; y da lo mismo poner d, d_1 y d_2 que los centímetros cúbicos que se necesiten para precipitar la sal. El fin de esta precipitación se sabe añadiendo una solución de cromato potásico amarillo, que se convierte en rojo ladrillo al acabar la precipitación. Para facilitar esta dosificación se puede diluir un litro de la disolución concentrada de sal en 250 litros, por ejemplo, de agua, y entonces, en lugar de d, se puede sustituir $250d'$, siendo d' la cantidad de sal de la concentración rebajada.

Para mayor garantía de exactitud, conviene tenerla de la más

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

posible uniformidad de la mezcla y disolución final, es decir, que d_2 sea igual en los diferentes filetes líquidos en el punto de toma de las muestras finales. Pero aun en casos (aforos citados de Amsteg) en que no se ha conseguido esta uniformidad, tomando la media aritmética de los valores d_2, se ha llegado a una exactitud comparable con los aforos muy cuidadosos por vertederos.

En saltos de altura hay más garantía de esta mezcla uniforme que en los bajos.

j) **Aforo por el tubo Venturi** (o venturímetro).—Sirve para aforar el agua que pasa por una tubería, y se compone esencialmente de dos troncos de cono (fig. 49), el uno convergente, A, el otro divergente, B, reunidos por la sección más estrecha con la interposición de un manguito cilíndrico. El conjunto se intercala en la tubería, cuyo diámetro sea el mismo que el de las dos secciones mayores de los troncos de cono. Dos tubos piezométricos o dos manómetros quedan colocados, el uno en la tubería inmediatamente agua arriba de la disposición citada, el otro en el manguito cilíndrico. El eje del aparato es horizontal.

Al pasar el agua por la sección estrecha aumentará de velocidad y disminuirá de presión.

Si llamamos V, P y Ω la velocidad, presión y superficie en la

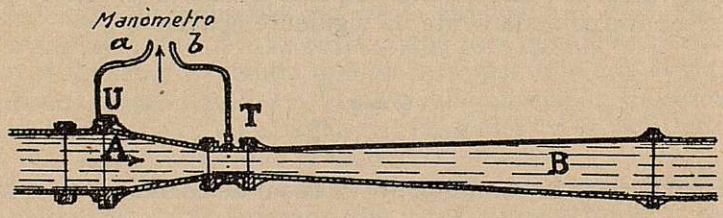


Fig. 49.

sección U; y V', P' y ω análogos valores en la sección T y λ la pérdida de carga en el trozo UT, aplicando el teorema de Bernuilli tendremos:

$$\frac{V^2}{2g} + P = \frac{V'^2}{2g} + P' + \lambda$$

Igualando los caudales que pasando por U y T

$$\Omega \cdot V = \omega V'$$

y sustituyendo el valor de V' en la ecuación anterior y llamando $h = P - P'$

$$h = \frac{V^2}{2g}\left(\frac{\Omega^2 - \omega^2}{\omega^2}\right) + \lambda$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de donde

$$V = \frac{\omega}{\sqrt{\Omega^2 - \omega^2}} \sqrt{2g(h-\lambda)} = \frac{\omega}{\sqrt{\Omega^2 - \omega^2}} \sqrt{\frac{h-\lambda}{h}} \sqrt{2gh}$$

y llamando

$$k = \sqrt{\frac{h-\lambda}{h}}$$

tenemos:

$$V = \frac{\omega}{\sqrt{\Omega^2 - \omega^2}} k \sqrt{2gh}$$

y el caudal Q será:

$$Q = \Omega V = \frac{\Omega\omega}{\sqrt{\Omega^2 - \omega^2}} K \sqrt{2gh}$$

Conocidos los valores de Ω, ω y g; determinado para cada aparato, mejor experimental que teóricamente, el valor de K, sólo hay que medir en cada caso h para deducir Q.

Cabe que el aparato tenga una disposición gráfica tal que al marcar las variaciones de h el papel en que la curva se señale esté convenientemente dividido según valores de Q, leyéndose, por lo tanto, directamente estos valores, quedando así anotada la variación que en el transcurso del tiempo sufra el caudal.

Este aparato, bien dispuesto, da indicaciones bastante exactas, con sólo errores del 2 por 100.

k) **Aforo por el método de Gibson**.—Se puede aplicar para medir el agua que pasa por una tubería.

Se detalla este procedimiento en un artículo publicado en *Le Bulletin Technique de la Suisse Romande*, año 1926, pág. 213.

El procedimiento Gibson (Norman R. Gibson, ingeniero jefe de la Niagara Falls Power) consiste en deducir la velocidad media del agua, de la impulsión debida a una maniobra de cierre. Se comprobó empleando, además, el procedimiento volumétrico y encontrando un error medio de 0,2 por 100. Estos ensayos se hicieron en la Universidad de Cornell (E. U.). Se empleó luego para medir el rendimiento de las unidades últimamente colocadas en Niagara Falls Power, y se comprenderá el interés de él, pues estando el agua repartida entre el Canadá y los Estados Unidos y haciéndose una comprobación periódica de los rendimientos, un 1 por 100 de diferencia en el caudal máximo representa 4 000 CV y un ingreso anual de 80 000 dólares.

Su autor admite que al producirse por un cierre rápido de una

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tubería la curva ondulatoria de sobrepresiones (fig. 50), la sobrepresión media y la variación de la aceleración media del agua durante el enésimo intervalo de duración $\frac{2L}{a}$ (*).

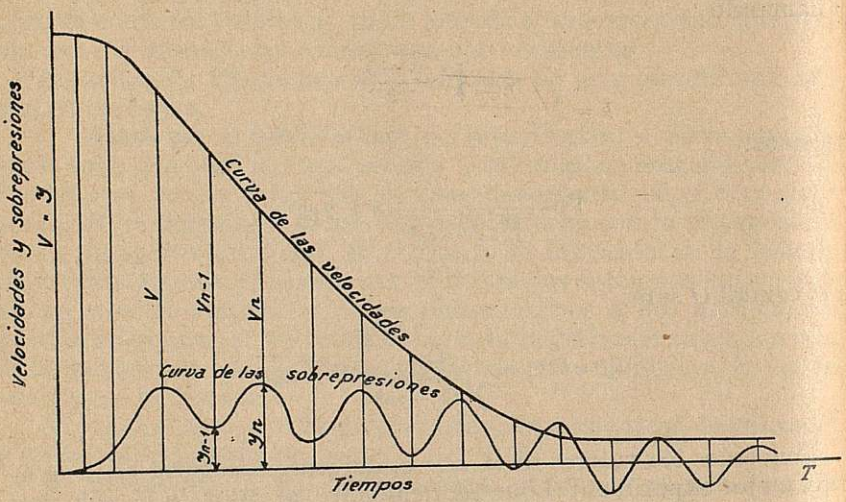


Fig. 50.

(Siendo L la longitud de la tubería y a la velocidad de transmisión del golpe de ariete) son:

$$\frac{1}{2}(y_{n-1} + y_n) \ldots \quad [1] \qquad \frac{a}{2L}(V_{n-1} - V_n) \ldots \quad [2]$$

(*) Recordaremos que a se calcula por la fórmula:

$$a = \frac{9\,900}{\sqrt{48{,}3 + B\frac{D}{e}}}$$

en que

$B = 0{,}5$ para un tubo de hierro
$B = 1$ » » » » fundición
$B = 5$ » » » » plomo

Se puede calcular a para una tubería dada creando una depresión brusca por la apertura rápida parcial y momentánea de una llave; se registra entonces una curva de la presión media, de la que se calcula fácilmente el tiempo $\frac{2L}{a}$, y de aquí se saca a.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

siendo y en general la sobrepresión $Y - Y_o$, en que Y es la presión en el tubo en el tiempo t, e Y_o la presión en el tubo en el tiempo $t=0$.

V_n = velocidad del agua el tiempo $t = n$
V_{n-1} = » » » » » $t = n - 1$

de modo que la variación de la aceleración media del agua es

$$\frac{V_{n-1} - V_n}{\frac{2L}{a}} = \frac{a}{2L}(V_{n-1} - V_n).$$

Introduzcamos estos valores en la relación

$$\text{Fuerza} = \text{masa} \times \text{aceleración}.$$

La [1] es la presión en altura de agua y por unidad de superficie; poniéndola en peso y para la sección total S del tubo, será (γ peso de la unidad de volumen del agua):

$$\frac{1}{2}(y_{n-1} + y_n)S \times \gamma$$

ésta es la fuerza.

La [2] es la aceleración media.

La masa es igual al peso del agua que se mueve en la tubería dividida por la aceleración g de la gravedad.

O sea $\frac{L \cdot S \cdot \gamma}{g}$ ...; de modo que la masa por aceleración será

$$\frac{L \cdot S \cdot \gamma}{g} \cdot \frac{a}{2L}(V_{n-1} - V_n)$$

igualando tenemos

$$\frac{1}{2}(y_{n-1} + y_n) = \frac{L}{g}\frac{a}{2L}(V_{n-1} - V_n)\ldots$$

o sea

$$\frac{1}{2}(y_{n-1} + y_n)\frac{2L}{a} = \frac{L}{g}(V_{n-1} - V_n)\ldots$$

Haciendo la suma de todas las igualdades análogas correspondientes a todos los intervalos desde el origen hasta el momento de régimen normal, encontramos que el primer miembro representa

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la superficie S_n del gráfico de la sobrepresión comprendida entre el eje de las abscisas y la curva de sobrepresión y desde su origen hasta la ordenada de abscisa correspondiente al régimen normal. El segundo miembro es proporcional a la disminución de la velocidad media del agua en el tubo durante la duración del régimen alterado.

Considerando el cierre completo de duración T se puede escribir

$$s_T = \frac{L}{g}(V_o - v)$$

V_o es la velocidad del agua en el instante $t = 0$.

v es la velocidad del agua en el instante del cierre (en período de régimen).

De donde

$$V_o - v = \frac{s_T g}{L}$$

Esta es la fórmula utilizada en los Estados Unidos y que se ha aplicado en los ensayos relatados antes. Expresa que en una tubería la diferencia de velocidades medias del agua al principio y fin de la maniobra de cierre es proporcional a la superficie de la parte correspondiente del gráfico de sobrepresión.

Basta, pues, obtener este gráfico para determinar la velocidad del agua y, por lo tanto, el caudal de una tubería si el cierre es completo. Si es incompleto hay que tener en cuenta la velocidad subsistente en la tubería después del cierre (y sobre ello se trata en el párrafo 28 del citado artículo).

La aplicación de este método supone la obtención de la curva de sobrepresiones; y para ello Gibson ha inventado un aparato que se describe en dicha Revista, y que en esencia consta de un manómetro de mercurio cuyos cambios de nivel son registrados por una película fotográfica que se mueve con velocidad constante.

l) **Método de Allen**.—Este método se basa en el empleo de una solución salina que se inyecta en la tubería durante tiempo muy corto y en la variación de conductibilidad eléctrica determinada así en la disolución.

La solución salina inyectada se traslada a lo largo de la tubería con la misma velocidad que el agua. Después del punto en que se practica la inyección, y en dos secciones A y B de la tubería, se disponen en cada una dos electrodos unidos a un amperímetro y a un manantial eléctrico. Estando el agua pura, el amperímetro no acusa paso de la corriente. A medida que se interpone entre los electrodos de A la solución salina, el amperímetro acusa el paso de la corriente, y la lectura de la graduación en éste llega en un cierto momento a un máximo. Lo mismo sucede después en B. Anotados los tiem-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

pos del máximo en A y B y hallada su diferencia t y conocida la distancia entre A y B, la velocidad será $v = \frac{l}{t}$; y conocida la sección de la tubería se determina el caudal.

Este método se aplica con resultados bastante exactos para medir el caudal de las centrales, a fin de determinar el rendimiento de las turbinas. Así ha pasado recientemente en la Central de Tepexic (Méjico) (*Le Génie Civil*, 1928, 21 de julio, pág. 78). En la Central de Holtwood, de la Pensilvania Water and Power Co. (con 13,50 m de longitud de tubería) y en la Central de Shawinigan (Canadá) (*Utilisation des forces hydrauliques*, Desgove, pág. 328).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO IV

AZUDES O PRESAS DE DERIVACION

Construcciones que integran el salto de agua.

Son las siguientes, que iremos examinando sucesivamente:

1.ª Azud o presa de derivación.
2.ª Regulador y toma de agua.
3.ª Canal de derivación o galería de presión.
4.ª Cámara de presión o chimenea de equilibrio.
5.ª Compuertas.
6.ª Rejilla.
7.ª Tubería de presión.
8.ª Turbinas.
9.ª Casa de máquinas.
10 Canal de desagüe.

Azud o presa de derivación.—Se llama azud, presa de derivación o presa vertedero, a una construcción que se levanta en el lecho del río, para atajar el agua, produciendo una elevación de su nivel que permita la derivación de ella, y estando dispuesta para que las aguas puedan verter por encima.

Además del indicado, puede constituir el objeto del azud o disminuir las oscilaciones del nivel de aguas al variar el caudal, o aminorar la velocidad de las aguas y, por lo tanto, las erosiones del fondo en la proximidad de las obras de fábrica.

En ríos caudalosos, de suficiente calado, de márgenes fijas y libres de aterramientos, se puede derivar parte de su caudal sin la construcción de las presas. Pero en los ríos que tienen mucha anchura con relación a su caudal, éste, en estiaje, se divide en varios brazos, siendo imposible recoger toda o la mayor parte del agua sin la construcción de los azudes.

Tampoco se necesita azud cuando la toma de aguas del salto se hace en el desagüe de otro.

En los saltos que toman su agua en los lagos se prescinde de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

presa, a no ser que se construya ésta para aumentar la capacidad del lago ubicando aquélla en la salida del emisario; y entonces la toma no suele ser superficial, sino de fondo. En los Saltos de San Alberto y Santa Elena, situados en las lagunas de Ruidera, no hay presas.

No la tienen tampoco los saltos del Niágara, Afslund (Noruega), Jonage sobre el Ródano (Francia) y Brillane de la misma nación. En este salto la toma se hace al pie de un escarpe rocoso del río Durance, contra el que baten siempre las aguas del río y donde la posibilidad de derivarlas se demostró por la existencia anterior del canal de riego de la Brillane. Y para auxiliar la derivación hay en el origen del canal un escalón superficial de un metro para determinar la llamada de las aguas.

Hacemos distinción entre azudes y presas de embalse. Ambas construcciones sirven para elevar el nivel del agua y hacer posible su derivación. Los azudes están dispuestos preferentemente para elevar el nivel del agua, contribuyendo a crear el del salto, y siendo efecto secundario el almacenamiento del agua para emplearla cuando las necesidades de consumo lo requieran. Las presas de embalse tienen preferentemente este segundo objeto de almacenamiento de agua para regularizar el caudal del río, y corrientemente no están dispuestas para que las aguas viertan por encima, sino que tienen construcciones laterales (aliviaderos de superficie), que sirven para devolver al cauce agua abajo de la presa, el agua excedente cuando el embalse producido por ésta se haya llenado. Estas disposiciones separadas de presa y aliviadero son precisas cuando aquélla está constituída por materiales incoherentes (tierra y escollera); pero algunas presas de fábrica asentadas sobre terreno de roca y con conveniente defensa en su pie están dispuestas con aliviadero en su coronación, de modo que vienen a ser azudes altos que cumplen además el fin de almacenar aguas para la regularización del río. Con esto se evita el gasto del aliviadero, que suele ser de mucha importancia en los cañones estrechos en que corrientemente se sitúan las presas. Pero están expuestas a socavaciónes al pie, especialmente si a la altura de ellas se añade un gran caudal vertiente. Bien es verdad que, como veremos más adelante, la gran superficie del embalse determina un efecto regulador de las riadas que pueden sobrevenir aun estando aquél lleno.

Como ejemplos de presas altas con vertedero en su coronación, podemos citar los siguientes:

Presa de Pit (California) (gravedad): 34 metros de altura (disposición en su pie de pilares salientes para amortiguar la velocidad de las aguas).
» Wilson (gravedad), E. U.: 24 metros de altura (lámina vertiente máxima, 5 metros).
» Backer (bóveda), E. U.: 71 metros de altura.
» Bull Run, E. U.: 60 metros de altura (lámina vertiente de 4 m.)
» Black Cayon, E. U.: 42 metros de altura (lámina vertiente de 5,5).
» Fier (Francia): 57 metros de altura.
» Waterville, E. U.: 60 metros de altura (lámina vertiente de 3 m.)

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Efectos de los azudes.—1.º Aumentan la sección mojada agua arriba, disminuyen la velocidad del agua y ésta sedimenta parte de su caudal sólido. Estos sedimentos van rellenando el fondo, y poco a poco, elevándose éste, tiende a adquirir la misma pendiente que tenía antes de construirse el azud. Los sedimentos llegan al umbral de la toma y penetran en el canal.

Para evitar esto, en los ríos que arrastren caudal sólido hay que poner desagües en el azud junto a la toma, o hacer aquél total o parcialmente móvil.

Se llama longitud de remanso a la distancia entre el azud y el punto en que aquél deje de ser sensible, y *curva de remanso* al perfil longitudinal del nivel de aguas en esta zona. Se comprende que la longitud del remanso será mayor cuanto menor sea la pendiente y mayor la altura del azud.

2.º En la zona afectada por el remanso variará la relación de situación entre los terrenos colindantes y el nivel de aguas; sucediendo que terrenos que antes no se inundasen en ninguna situación del nivel del río, se inunden después de construir el azud, bien en estiaje o en aguas altas.

3.º Al elevar con el azud el nivel de las aguas, se eleva también el nivel de las capas acuíferas, y esto produce un beneficio al facilitar la captación de ellas, u ocasiona perjuicios al hacer surgir a la superficie o dejar muy cerca de ella las aguas subterráneas.

4.º El agua que vierte sobre el azud, al llegar al pie de él con la velocidad correspondiente a la altura de caída, puede causar socavaciones en el fondo, y estas mismas erosiones pueden producirse agua abajo del azud en el fondo y las márgenes, mientras que el agua conserve velocidad para ello. Cosa análoga sucede al salir el agua por los desagües del azud.

5.º Al elevarse el nivel de agua arriba, el agua que se filtre por el fondo y por las márgenes puede determinar el arrastre de las partículas del terreno y producir socavaciones subterráneas peligrosas para la estabilidad del azud.

6.º Si desembocan desagües de avenamientos o alcantarillas en el remanso del azud, éste puede dificultar la salida del agua o materias fecales, determinando la insalubridad de terrenos o haciendo inhabitables los lugares.

7.º El azud constituye un impedimento en el río para la flotación, navegación y crianza de peces. Para remediar lo primero se construye en aquél un canalillo de flotación; para lo segundo, una esclusa, y para lo tercero, escala de peces.

En todo país culto, antes de la construcción del aprovechamiento, hay que tener la concesión de la autoridad administrativa. Y como consecuencia del proyecto y de su confrontación, se fijan, cuando se hace la concesión, el nivel de la coronación del azud o la altura máxima del remanso, tomando para ello como referencia un punto fijo del terreno y el punto de desemboque en el río del

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

agua derivada, así como las demás circunstancias que puedan afectar a terrenos del dominio público y a los intereses de particulares.

Ubicación del azud.—En ella se ha de procurar atender a las circunstancias siguientes:

a) Si el azud, a la vez que para derivar aguas sirve para almacenarlas y regular su empleo con arreglos a las necesidades de los suministros que hay que hacer de energía, conviene situarlo lo más cerca posible de la casa de máquinas para aumentar la capacidad del embalse y disminuir el canal de derivación. Pero hay que tener en cuenta que el volumen de fábrica del azud, y, por lo tanto, su coste, varía próximamente en proporción al cubo de su altura, y, por lo tanto, a medida que se acerque el azud a la casa de máquinas aumentará extraordinariamente su coste. De modo que bajo este punto de vista y a igualdad de las demás circunstancias, la ubicación del azud dependerá del factor económico, es decir, de la comparación de las diversas soluciones, teniendo en cuenta gastos de primer establecimiento, de conservación, amortización y la energía conseguida.

b) En caso de existir un rápido en las proximidades de la ubicación, decidida por otras razones para el azud, debe situarse éste agua arriba de aquél, porque así, con menor altura que en otra ubicación agua abajo, se consigue la misma elevación de la superficie de las aguas.

c) Ha de proporcionar facilidad para la derivación del agua del río. Desde este punto de vista, si el azud se sitúa en un tramo en curva, conviene poner la toma en la parte cóncava; y si el tramo es en recta, en aquella orilla o punto de ella en que por observaciones se sepa que el calado es constante y no se producen aterramientos. Esta condición se cumple bien en los tramos angostos, en donde el agua va encauzada. Ya diremos a este efecto la forma en planta más conveniente.

d) Hay que buscar buena cimentación al azud, y al efecto verificar suficientes sondeos. Y de no encontrarla, disponer éste para poder apoyarlo en terrenos permeables.

e) Conviene, desde el punto de vista del coste, que el azud tenga la menor longitud posible.

f) En cambio, teniendo en cuenta el elevar poco el remanso, interesa que el azud sea largo; así la lámina vertiente tendrá menos espesor, y el azud será más alto y el salto mayor.

Esta condición es opuesta a la anterior.

g) Conviene tener la mayor comodidad para que la construcción del azud se haga fácil y prontamente. Y una condición para ello es que las aguas se puedan desviar de la ubicación de aquél con ataguías sencillas y no expuestas a fáciles deterioros. Para evitar esto, no debe situarse el azud en sitios angostos en donde las ataguías son costosas, de difícil construcción, y especialmente de terminación, y donde han de ser más sólidas por las corrientes laterales a

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

que estarán sometidas, y más altas, porque el agua alcanza allí en toda época mayor calado.

h) Es de sumo interés que la construcción del azud se lleve a cabo en el menor tiempo posible; y esta rapidez no se consigue a veces con la menor longitud del azud, puesto que en sitios angostos en que las ataguías son importantes, tardan éstas en efectuarse, queda poco tiempo útil en una campaña de estiaje, y al llegar el invierno hay que suspender muchas veces las obras. Mientras que en sitios de más anchura las ataguías son más fáciles, el agua se desvía más sencillamente, se puede dar a aquéllas más relativa solidez, se ejecutan más rápidamente y la construcción del azud puede llevarse a efecto por partes y no interrumpirse durante el invierno. Y por todo ello puede ocurrir que la solución de azud más largo se lleve a cabo con más celeridad que otra de menor longitud. Y la terminación pronta del azud puede constituir, aunque su coste sea mayor, una solución más conveniente, si se tiene en cuenta que más rápidamente se pone en servicio y empiezan los ingresos de la explotación.

i) En ríos navegables conviene que el azud tenga la longitud necesaria, no solamente por su efecto de vertedero, sino también para la ubicación de la esclusa. La entrada en la esclusa debe hacerse en punto en que la velocidad de las aguas se deje sentir muy poco; y al efecto, a veces conviene alargar hacia agua arriba el muro que limita la esclusa por la parte del río y verificar el ingreso de las barcas al menos a 20 m del azud.

j) Cuando por las circunstancias del caso convenga colocar la casa de máquinas junto al azud, entonces la facilidad de ubicación de aquélla juega papel importante en la elección del sitio.

k) Debe tenerse en cuenta la necesidad, en la mayor parte de los casos, de colocar desagües de fondo junto al azud, y éstos merman la longitud del vertedero.

Altura del azud.—En general esta altura queda limitada por las consideraciones siguientes:

1.ª El aprovechamiento superior.

2.ª La altura de los terrenos ribereños que se pueden inundar y el coste de éstos en caso de expropiación.

3.ª La naturaleza de los terrenos en que se puede cimentar el azud y apoyar los estribos, su profundidad y el coste consiguiente de la obra.

Cuando el terreno de cimentación es roca compacta y de suficiente espesor, igual que en los estribos, y el vaso impermeable, se pueden construir presas muy altas (de embalse han llegado a másde 100 m).

Cuando el terreno de cimentación, sin ser de roca, es fuerte e impermeable (arcillas compactas, arena o grava compactas a profundidad que aleja el peligro de erosión), se puede llegar con la altura de los azudes a 20 m.

Si los estribos son flojos hay que introducir en ellos mucho el azud, y esto aumenta el coste con la altura de aquél.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Cuando a profundidad asequible, determinada por el coste de la obra y la posibilidad de agotamiento, no se encuentra terreno firme, la altura de la presa no puede pasar de unos 8 m. Entonces, al establecer el azud sobre terreno permeable en el fondo y estribos, aumenta la carga del agua que atraviesa aquél y puede determinarse una socavación, un arrastre de tierras de fondo o lateral, contorneando los estribos. Y a fin de evitar esto conviene aumentar el recorrido de las aguas filtrantes para que su velocidad sea escasa y no determine erosiones.

Para aumentar este recorrido, para dificultar el paso de las aguas, se aumenta el ancho del azud (sentido del eje del río) y el empotramiento de los estribos. También se puede aumentar este recorrido colocando rastrillos de fábrica o de tablestacado. Ya daremos más detalles al tratar especialmente de presas sobre terrenos porosos.

4.ª La comparación del coste de salto conseguido sólo con la presa con el de la solución empleando canal y simple presa de derivación o con las intermedias.

5.ª La posibilidad de situar la casa de máquinas junto al azud.

6.ª La flotación y navegación influyen también en limitar

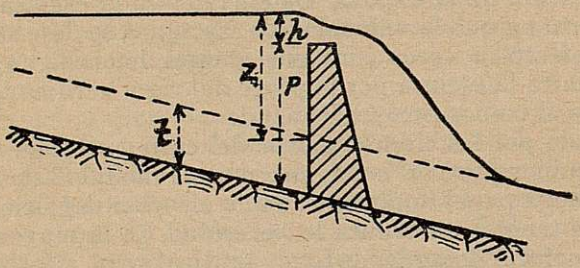


Fig. 51.

la altura por el coste que representan las obras para hacerlas posible a través del azud.

7.ª La altura posible de remanso limita también la del azud. Llamemos p la altura de éste; Z la del remanso; t el calado de aguas del río antes de establecer el azud; h el espesor de la lámina vertien-

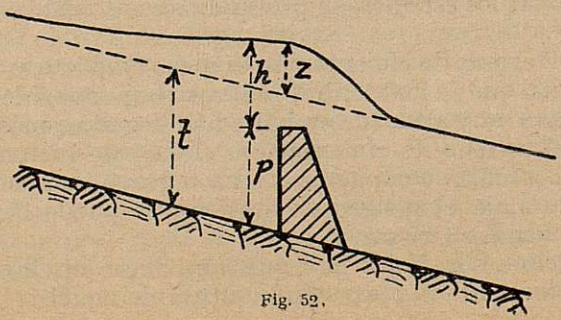


Fig. 52.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

te (figuras 51 y 52). Se podrá establecer la siguiente igualdad, ya se trate de vertedero completo o incompleto:

$$p = t + Z - h \qquad [21]$$

Si el nivel del remanso tiene un cierto límite marcado por el aprovechamiento de agua arriba o el nivel de los terrenos colindantes, la altura de la presa dependerá del espesor de la lámina vertiente, como ya se indicó en la condición *f*) al tratar de la ubicación del azud. Cuanta más longitud tenga éste, menos espesor *h* de lámina vertiente y más altura tendrá aquél.

Curva de remanso.—La superficie del remanso determinado por la construcción de un azud no es horizontal. Las aguas necesitan para su movimiento cierto desnivel superficial, función de su velocidad. De modo que variando ésta y aquél con el caudal, el remanso ha de ser diferente, según la entidad de éste. Por otra parte, la sección mojada va disminuyendo en la zona embalsada a medida que se consideren secciones más agua arriba; por lo tanto, la velocidad media aumentará y con ello el desnivel superficial; y de aquí que la curva de remanso afecte la forma cóncava hacia arriba. En ríos torrenciales, que por su condición transportan material sólido, éste, al llegar a aguas relativamente tranquilas en la zona de embalse, se sedimentará, empezando por hacerlo los de mayor tamaño. Esta sedimentación va siendo progresiva hacia agua abajo; con ello se va disminuyendo en cada sección la superficie mojada y aumentando la velocidad y, por lo tan to,el desnivel superficial ne-

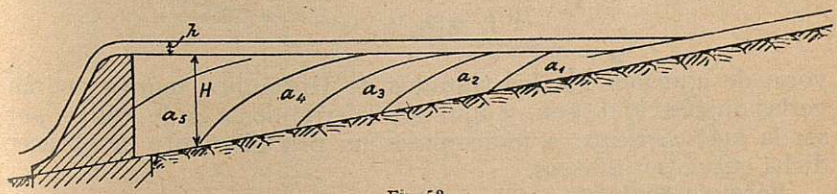


Fig. 53.

cesario para el discurso de las aguas; y así la curva de remanso se va elevando. Si la presa es móvil, al elevarse, estos matriales son total o en gran parte arrastrados, determinando así la condición de movilidad de la presa una cierta constancia media del cauce. Pero tratándose de presa fija, es decir, si no se puede alterar con ella la superficie del remanso, entonces (fig. 53) el caudal sólido se sedimentará en las primeras riadas en una primera zona a_1; en las siguientes, en a_2, llegando a alcanzar esta sedimentación a la presa. De modo que si el remanso se calcula con los calados de agua que determinará la presa recién construída, al disminuir éstos se eleva

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la curva del remanso, y puede ésta perjudicar a propiedades o aprovechamientos que se creían garantidos con el primer cálculo.

Esta circunstancia obliga en caso de presa fija a que ésta no lo sea enteramente, sino a proveerla de parte móvil, que al menos debe consistir en desagües de fondo, que aparte de limpiar de sedimentos la toma de aguas, sirvan para mantener un cierto calado mínimo en el remanso que sea base para calcular éste. Así, pues, en el caso de la figura 53 no debe servir para dicho cálculo el calado H, sino otro menor, dependiente de las dimensiones de los desagües de fondo en relación con el caudal de riadas.

Se han propuesto varias fórmulas para la curva de remanso (Poirée, Dupuit, Bresse, Tolkmitt, etc.). Ninguna de ellas responde a la realidad de remansos en ríos que no tienen asimilación a canales regulares, condición que ha servido de base para deducir la ma-

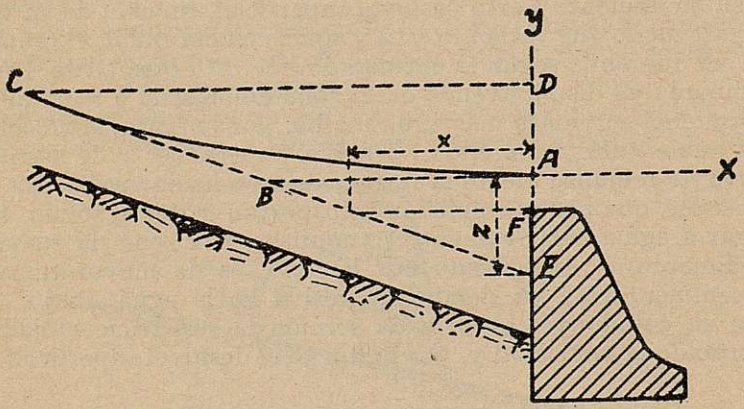


Fig. 54.

yoría de aquéllas. En los tratados de Hidráulica teórica podrán verlas quienes lo deseen, y aquí nos referiremos a la de Poirée, por ser la más corriente, e indicaremos un procedimiento de obtener dicha curva por tanteos.

Fórmula de Poirée.—Se admite que el remanso deja de ser sensible a una distancia EC doble de AB (fig. 54). Se puede sustituir dicha curva por un arco de círculo tangente en A a la horizontal y en C a la superficie de las aguas antes de construir la presa (en cuyo caso $AB = BC$) o por una parábola de eje vertical con vértice en A y tangente en C a aquella superficie de las aguas (en este caso $BE = BC$). De modo que en ambos casos el punto C viene a estar próximamente a la misma distancia del azud. Adoptando la fórmula parabólica y suponiendo referida la ecuación de la curva al eje vertical que pasa por A y al horizontal que pasa por este mismo punto. La ecuación tendrá la forma

$$x^2 = 2py$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Pero siendo la recta BC tangente en C y trazando la horizontal que pasa por C, las coordenadas de C serán:

$$x = CD = \frac{DE}{i}; \quad y = DA = Z \qquad \text{pero} \qquad DE = 2Z$$

Luego $x = \frac{2Z}{i}$. Sustituyendo los valores de x é y en la ecuación anterior, tenemos:

$$\frac{4Z^2}{i^2} = 2pZ \qquad \text{de donde} \qquad 2p = \frac{4Z}{i^2}$$

Por lo tanto, la ecuación de la parábola será:

$$x^2 = \frac{4Z}{i^2}y; \qquad \text{o sea} \qquad y = \frac{x^2i^2}{4Z}$$

Si llamamos z la altura del remanso en un punto cualquiera a la distancia x del azud, tendremos:

$$z = AE - FE + y = Z - xi + \frac{x^2i^2}{4Z}$$

Procedimiento de tanteo para determinar la curva del remanso. Es el procedimiento más racional en nuestro concepto, y se reduce,

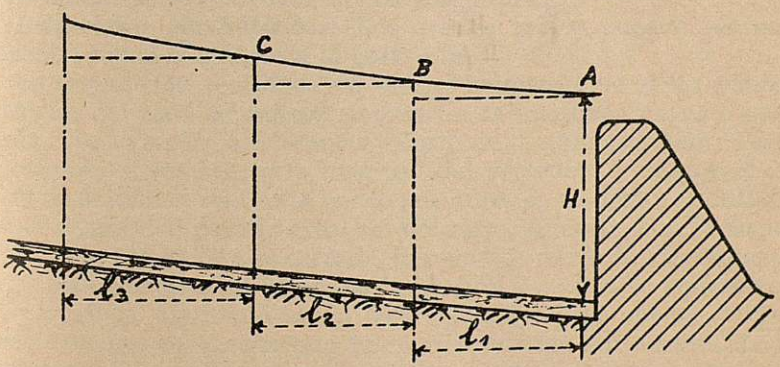


Fig. 55.

en esencia, a dividir el río en tramos lo suficientemente cortos para suponer establecido en cada uno de ellos el régimen normal, y aplicarles las fórmulas establecidas con tal hipótesis. Así, por ejemplo, tenemos en la figura 55 dividido el río en tramos. En el primero, de longitud l_1, se supone que el nivel de aguas sea horizontal. Se de-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

termina junto al azud la sección mojada y contorno bañado y se obtiene el radio hidráulico. Se obtiene también el radio hidráulico al final del tramo. Se saca la media de los dos así obtenidos. Se deduce también la media de las secciones mojadas. Conocido el caudal de riada se determina la velocidad media. En la fórmula de Chezy con coeficiente de Bazin

$$v = \frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R}+\gamma}\sqrt{Ri}$$

se conocen v y R. La rugosidad γ se puede suponer conocida o dándole el valor máximo de los indicados por Bazin, o haciendo ensayos con conocimiento de caudal y, por lo tanto, de v determinados por aforo, y de R e i y encontrando γ.

De aquella fórmula deducimos el valor de i. Partiendo de este valor, determinamos otra vez en el mismo tramo los valores de secciones, perímetros y radios hidráulicos que variarán de los anteriores, puesto que partimos de otra hipótesis de superficie de las aguas. Y así obtendremos otro valor de i. Siguiendo los tanteos hasta que dos valores sucesivos de i difieran tan poco que los podamos considerar prácticamente como iguales.

Obtenida así la posición de B, se sigue con los tanteos en el segundo tramo. Y así sucesivamente.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO V

CLASIFICACION DE LOS AZUDES. AZUDES FIJOS

Clasificación de los azudes.

Los azudes se pueden clasificar:

1.º Por lo que se refiere a su forma planimétrica, en azudes rectos, curvos o quebrados.

2.º Por lo que afecta a la constancia o variabilidad del remanso que producen, en azudes fijos o móviles.

3.º Atendiendo al terreno en que se apoyan, en azudes sobre terreno poroso y azudes sobre terreno impermeable.

4.º Por la naturaleza de los materiales que lo forman, en azudes de ramaje y material pétreo menudo, de madera, de encofrado, de escollera, de gaviones metálicos y de fábrica.

Disposición planimétrica.—Los azudes rectos pueden ser con trazado normal u oblicuo a la corriente.

La disposición rectilínea da menor longitud que si los puntos extremos del azud se uniesen por medio de una línea curva o quebrada. Por lo tanto, el volumen y coste de la obra es menor. Pero, en cambio, al ser menor la longitud del vertedero y mayor el espesor de la lámina vertiente por lo que antes se ha dicho, se obtiene menor altura útil para la creación del salto. Además, con la disposición en curva, si ésta es cerrada, se cree que parte de los esfuerzos a que está sometido el azud por la presión del agua se transmiten a los estribos, aliviando así la base de apoyo. Los azudes curvos quedan menos afectados que los rectos por las variaciones de la temperatura, pues la variación de longitud que experimentan la absorbe la variación de flecha en virtud de su elasticidad relativa; y en caso de abrirse grietas no comprometen la estabilidad. La misma presión del agua tiende a cerrarlas, formando los tramos entre grietas como grandes dovelas del arco.

La disposición quebrada tiene parte de las ventajas del arco en lo que se refiere a la mayor longitud de vertedero.

Dentro de estas generales disposiciones, cabe la recta que une

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

los extremos del azud, sea normal u oblicua a la corriente. La normal se adopta: 1.º, cuando con ella se consigue suficiente longitud de vertedero para no elevar excesivamente el remanso, o cuando esta elevación no puede perjudicar a terrenos o aprovechamientos de agua arriba; 2.º, cuando se obtiene bastante calado para que la toma de agua sea fácil; 3.º, en ríos de aguas limpias, en que no sea de temer que los sedimentos al rellenar el embalse produzcan isletas y división de la corriente en dos o más brazos, pudiendo entonces ocurrir que no se consiga en estiaje derivar todas las aguas del río, pues mientras un brazo lleve éstas a la toma, otro u otros con menos pendiente los viertan sobre el azud.

La disposición oblicua a la corriente guía mejor el agua hacia la toma o bocal. Pero, en cambio, tiene el inconveniente de que al verter las aguas en sentido normal al trazado rectilíneo o a la cuerda del arco, van a chocar contra la margen opuesta a la toma, pudiendo producir erosiones, que en ciertos casos de posibles perjuicios habría que evitar con defensas de dicha margen.

A veces la dirección del azud se fija por la conveniencia de aprovechar una buena cimentación. Supongamos que se presenta en el cauce una restinga de rocas en dirección normal a la corriente. Conviene cimentar en ella el azud y la dirección general de éste será la normal; y si la restinga tiene suficiente anchura, cabrá el dar al azud, dentro de ella, desarrollo curvilíneo o de línea quebrada. Si la restinga tiene dirección oblicua, ésta será la que se adopte para el azud.

La conveniencia de conseguir buena estribación de éste determina a veces la dirección del azud.

En riadas hay que guiar las aguas para que no erosionen los terrenos en que se apoyen los estribos, evitando así la posibilidad de que con dichos arrastres quede aislado el azud, abriéndose las aguas un cauce lateral. A este efecto, conviene que el azud tenga estribos naturales o artificiales que produzcan dicho encauzamiento. Y la elección del estribo natural o el mayor ahorro del malecón de encauzamiento, al disponer estribo artificial, determina a veces la ubicación y trazado del azud.

Azudes fijos.—Son azudes fijos aquellos en que el remanso producido no puede variarse total ni parcialmente. Y, por el contrario, azudes móviles son aquellos en que el remanso puede variarse entre ciertos límites.

En los azudes fijos, teniendo el agua que evacuarse por una cierta longitud de vertedero, para cada caudal, la superficie de las aguas del remanso tendrá una d terminada altura que no podrá variarse. En los azudes móviles dicha altura podrá variarse con la apertura o cierre de las partes móviles del azud. De modo que si se adopta para el azud móvil una disposición y altura tal que el remanso en estiaje llegue al límite máximo posible para no perjudicar a terrenos o aprovechamientos de agua arriba, dicha altura de remanso podrá conseguirse quede constante al aumentar el caudal;

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

bastará para ello abrir la presa dando paso suficiente a las aguas y que no se detengan ocasionando elevación del remanso.

Otra ventaja importantísima de los azudes móviles consiste en que al dejar libre paso a las aguas abriéndose el azud en riadas, los materiales sólidos que en la época del cierre hayan podido sedimentarse en el remanso son arrastrados. Y por ello, en el embalse producido por el azud se conserva calado suficiente para que la curva de remanso no se eleve (como antes se indicó).

Por lo tanto, se emplean los azudes fijos:

a) Cuando las variaciones de régimen que produzca el azud, especialmente en riadas, no causen perjuicios a las propiedades ribereñas o aprovechamientos de agua arriba.

b) Cuando el río arrastre poco caudal sólido y no sea esencial dejar en riadas libre paso al agua para alejar el sedimentado antes.

Como, salvo en casos excepcionales, los ríos llevan siempre, especialmente en riadas, material sólido, a fin de evitar que la sedimentación alcance el nivel de la solera de la toma de aguas e ingresen los sedimentos en el cauce, y también para conseguir que no se eleve excesivamente el fondo del cauce y con él la curva de remanso, conviene disponer el azud con parte móvil, constituyendo así un azud mixto. Esta parte móvil puede consistir en desagües de fondo, o en obras móviles colocadas sobre una solera fija.

Los azudes de coronación fija pueden ser de vertedero completo o incompleto. Son de vertedero completo cuando el nivel de aguas, agua abajo, no llega a la coronación. Y son de vertedero incompleto en el caso contrario. Un azud de vertedero completo, en estiaje, puede convertirse en de vertedero incompleto, en riadas, si el caudal de éstas y la altura del azud son tales que se puede originar tal variación.

Forma de la lámina vertiente en los azudes de coronación fija. Depende del perfil transversal del azud y del caudal vertiente por unidad de longitud de vertedero. Las aguas, al volcar sobre éste, van animadas de una cierta velocidad dependiente del espesor de la lámina vertiente

$$v_h = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2gh}$$

siendo μ el coeficiente de contracción y h el espesor de la lámina vertiente.

En el tiempo T una molécula líquida habrá recorrido un espacio horizontal $y = v_h t$ (fig. 56).

En igual tiempo, y sometida la molécula a la acción de la gravedad, habrá recorrido un espacio vertical deducido como sigue: la aceleración de la gravedad es $\frac{dv_x}{dt} = g$, de donde

$$v_x = \frac{dx}{dt} = g \qquad x = \frac{1}{2} g t^2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sacando el valor de t de la ecuación anterior $t = \frac{y}{v_h}$ y sustituyendo, queda

$$x = \frac{1}{2} g \frac{y^2}{{v_h}^2} \qquad \text{o sea} \qquad y^2 = \frac{2{v_h}^2}{g} x$$

Si esta parábola queda dentro de la masa del azud, la lámina vertiente se aplicará sobre el paramento de agua abajo de aquél y el rozamiento contribuirá algo a que la masa vertiente pierda parte

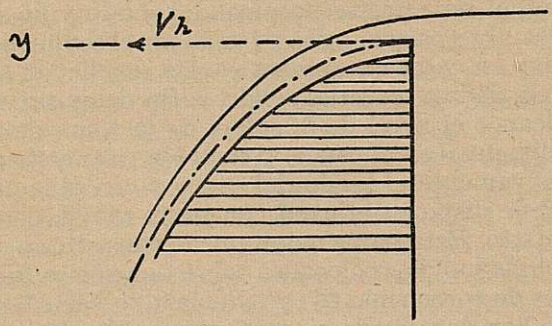


Fig. 56.

de su energía cinética. De todos modos, la velocidad de la molécula vertiente, compuesta de la inicial horizontal y de la debida a la gravedad, irá creciendo al descender; y como por metro de longitud

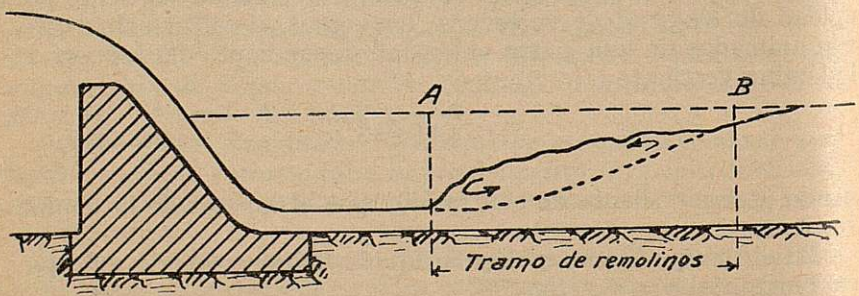


Fig. 57.

de presa, a alturas diferentes por bajo de la coronación, pasa igual caudal, siendo mayor la velocidad, el espesor de la lámina vertiente irá disminuyendo. Al pie del azud la lámina tendrá el mínimo de espesor, y como la velocidad será mucho mayor que la que corres-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ponda al régimen normal de agua abajo, en este tramo de río la superficie de las aguas será más elevada que la libre de la lámina vertiente al pie del azud, y ambas superficies se enlazarán con un resalto que será asiento de remolinos que podrán erosionar el cauce si no se toman disposiciones para amortiguar la energía cinética de las aguas. La figura 57 indica esta forma de lámina vertiente. Los remolinos se inician tanto más lejos del pie del azud cuanto

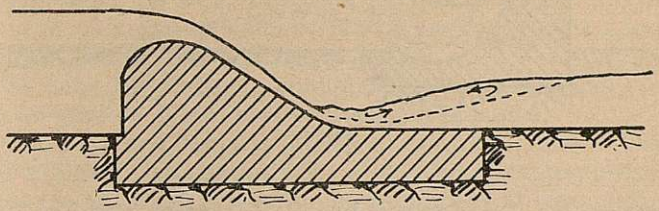


Fig. 58.

mayores son el caudal y la altura de aquél y menor la profundidad de aguas, agua abajo. No siempre el pie del azud queda libre, es decir, no invadido por los remolinos, como indica dicha figura 57. En determinadas condiciones de caudal y altura de azud los remolinos se forman más agua arriba y se cubre parte de la lámina vertiente, como indica la figura 58.

Si el azud presenta en su pie una capacidad para colchón de

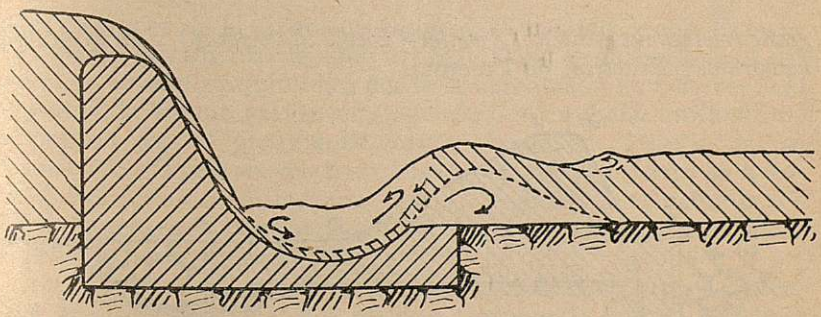


Fig. 59.

agua como indica la figura 59, los remolinos se aproximan al pie del azud, disminuyendo así la longitud de cauce en que el agua va animada de gran velocidad; es decir, aquella longitud que habría que defender contra erosiones.

Con la variación de caudal y altura de azud, se obtienen también las formas que se representan en las figuras 60 y 61.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Entre los múltiples experimentos que se han efectuado en los laboratorios de Hidráulica para determinar la forma de la lámina vertiente, zona de remolinos y efectos de éstos, son muy dignos de

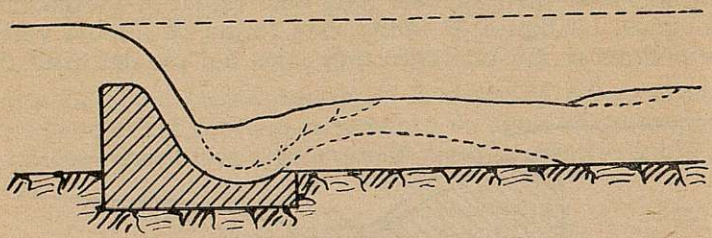


Fig. 60.

mencionarse los llevados a cabo en Karlsruhe por Th. Rehbock, que se mencionan en *Wasserbau- III Teil des Handbuch der In-*

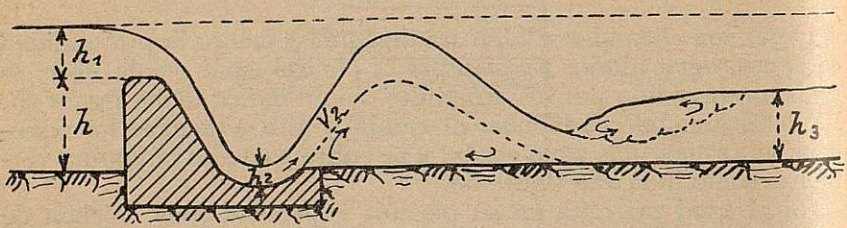


Fig. 61.

genieurwisshenschaften (Zweiter- Band Stauwerke) y en *Hidraulic Laboratory Practice*, de Freeman.

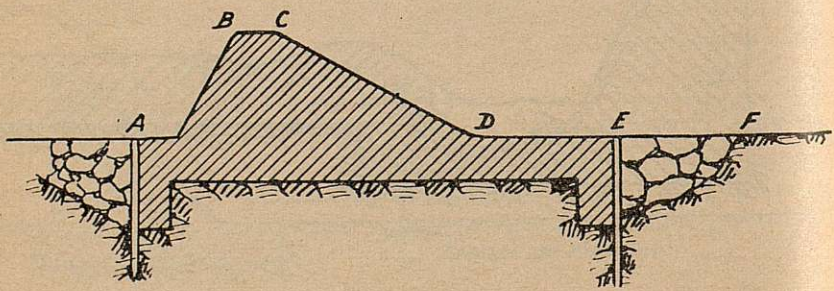


Fig. 62.

Generalidades respecto al perfil transversal de los azudes fijos. El perfil transversal de un azud (fig. 62) consta del frente *AB*, coronación *BC*, escarpe *CD*, el zampeado o contraescarpe *DE*, y, en algunos casos, de escollera *EF*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Para la elección del perfil hay que tener en cuenta:

1.º Debe resistir a las fuerzas estáticas y dinámicas que actúen sobre él.

2.º Debe quedar protegido el azud y sus estribos contra las filtraciones inferiores y laterales; y en caso de producirse, que sean de poca entidad y con velocidad de sedimentación de las materias tenues que arrastre el agua, y no de erosión de los materiales que forman el terreno apoyo del azud.

3.º Conviene dar al azud forma tal que el coeficiente de contracción sean un máximo; con ello la evacuación de agua a igualdad de espesor de lámina vertiente será mayor.

4.º Se debe fortalecer la contraescarpa en tal forma y extensión que no sean de temer socavaciones en el cauce.

Del punto 1.º nos ocuparemos en el cálculo del azud. Del punto 2.º, al hablar de los azudes apoyados sobre terreno poroso.

En cuanto al punto 3.º, conviene redondear la coronación dándole la forma de la contracción de la lámina, a fin de aumentar el valor de μ, y con ello la capacidad de evacuación del azud a igualdad de espesor de lámina vertiente, y la forma de mayor eficacia

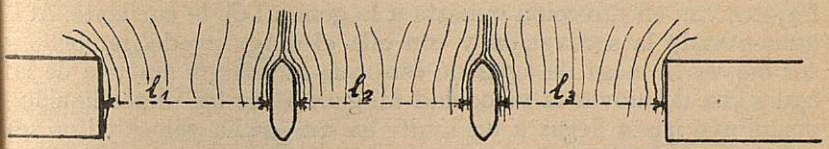


Fig. 63.

ha de depender de la altura de aquél y del caudal. Según Francis, la forma del paramento de agua arriba influye en la capacidad del vertedero en una profundidad desde la coronación de tres veces el espesor de la lámina vertiente; de modo que en dicha profundidad convendría dar al paramento forma abocinada. Pero como el aumento de eficacia es relativamente escaso, lo corriente es hacer vertical el paramento de agua arriba, reservando el volumen de fábrica necesaria a la resistencia del perfil para dar al paramento de agua abajo tendido más suave.

En cuanto a la forma de los estribos o pilas que surjan por encima de la coronación y que puedan contraer la lámina vertiente restando longitud útil al vertedero, Creager fija la citada disminución en 0,10 h por cada contracción de pila o estribo con ángulo recto, y 0,04 h para cada contracción con tajamar fuselado (siendo h el espesor de lámina vertiente). Así, por ejemplo, si los estribos son con ángulo recto y hay dos pilas fuseladas, como indica la figura 63, la longitud útil l que se deberá sustituir en la fórmula del vertedero, será

$$l = (l_1 + l_2 + l_3) - h(2 \times 0{,}10 + 4 \times 0{,}04)$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En cuanto a la mejor forma del perfil transversal del azud para evitar las socavaciones en su pie en el lecho natural, no están los ingenieros completamente de acuerdo, pues mientras unos son partidarios de dar suficiente suavidad al escarpe, ya plano o en forma curvilínea, para que la lámina se aplique a él guiando los filetes líquidos hacia agua abajo y disponiendo resaltos para producir un colchón de agua y amortiguar con éste y con aquéllos, como después diremos, la energía cinética de las aguas, otros, en cambio, opinan que el escarpe debe ser vertical o con talud muy rígido, dejando que las aguas choquen con toda su energía sobre el zampeado del pie, dando a éste suficiente profundidad para que quede su base por debajo de la mayor socavación presumible.

Erosiones al pie del azud.—El agua, al volcar por encima del azud y llegar a su pie animada de una gran velocidad dependiente de la inicial (según el espesor de lámina vertiente) y de la altura de caída, al unirse con el tramo de agua abajo se forma, como hemos dicho, una zona de remolinos, distinguiéndose uno superficial y quedando los filetes líquidos junto al fondo del cauce con velocidad suficiente para socavar. Iniciada la socavación, toma asiento un remolino de fondo, como indica la figura 69, en que los filetes inferiores van en dirección opuesta a la general de la corriente. Al ir aumentando la socavación y con ella el diámetro del remolino y ser mayor la masa de agua de éste que la energía cinética de las aguas, ha de mover la velocidad tangencial de los filetes líquidos, disminuye hasta llegar a un límite en que dicha velocidad no sea suficiente para erosionar y transportar el terreno, y cesa la socavación, consiguiéndose el perfil de equilibrio. La profundidad de esta socavación depende de la naturaleza del terreno y de la velocidad de las aguas al pie del azud. Se han llegado a medir socavaciones que alcanzan mayor profundidad que la diferencia de niveles de agua ocasionada por el azud.

No se crea que cuando el terreno es consistente se está libre de socavaciones. Las aguas en riada transportan grava y hasta bloques grandes de piedra. Este arrastre es más notorio cuando el azud es móvil y en riadas se eleva arrastrando las aguas y dando paso inferior el azud a los sedimentos que anteriormente hayan podido quedar ante él. Estos materiales sólidos son en parte arrastrados por el remolino de fondo y van en circuito cerrado rozando y erosionando el fondo. Este fenómeno se produce aun con cauce de roca; y si por la forma del perfil del cauce y con la desviación de los filetes líquidos se originan remolinos de eje vertical, al englobarse en ellos piedras de gran tamaño se producen las erosiones conocidas con el nombre de marmitas de gigante. Con el alisamiento de superficie que el roce de las piedras a velocidad produce, el coeficiente de rozamiento de éstas con el fondo es menor; y el movimiento de las piedras continúa por más tiempo que si el fondo fuera de grava, en que el coeficiente de rozamiento es mayor. De modo que con piso de roca, por dicho motivo, la socavación alcanza mayores valores

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

que con fondo de grava. Ahora bien: la socavación es de marcha más lenta en el primer caso que en el segundo, y da, por lo tanto, lugar, en las épocas de estiaje, a hacer en el cauce la conveniente consolidación.

Colchón de agua al pie del azud.—Hemos dicho que el colchón de aguas acerca al pie del azud la zona de remolinos, disminuyendo, por lo tanto, la parte de cauce, que por ser asiento de aquéllos, con agua animada de gran velocidad, habría que defender. De aquí se deduce la conveniencia de disponer dicho colchón de aguas, a fin de proporcionar a éstas relativa tranquilidad en la longitud menor posible.

Cuál deba ser la profundidad de este colchón y su ancho no se puede precisar por fórmula o regla general, pues han de variar estas dimensiones con la forma de perfil, altura del azud, caudal máximo, vertiente por metro de vertedero y aun con la naturaleza del terreno del cauce cuya socavación se quiere evitar o al menos disminuir.

El mejor procedimiento para una solución acertada es hacer ensayos con modelos reducidos en que se produzcan a escala disposi-

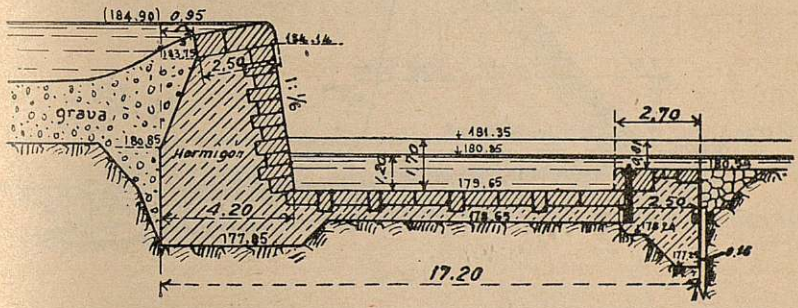


Fig. 64.

ciones de proyectos de diferentes formas y dimensiones de azud y colchón. Del examen de los resultados deduciremos la solución más conveniente. Así, para la construcción de un azud en el río Moldau (Tchecoslovaquia), se hicieron ensayos en modelos reducidos, observando que el modelo que se tomó de tipo después para la construcción real, y cuyo perfil se representa en la figura 64, fué el que dió erosiones casi nulas.

El colchón de aguas está esencialmente formado por un resalto establecido a cierta distancia del pie del azud. Este resalto puede ser continuo o discontinuo. Esta falta de continuidad no importa, porque al no dar paso a toda el agua vertiente los espacios abiertos del resalto, el agua en el colchón eleva su nivel y adquiere aquél eficacia.

En la presa Martín (Cherokee Blufs, E. U.) (*Engineering News*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Record, 30 de diciembre de 1926, p. 1 067), de 48 m de altura, al pie de aquélla se estableció otra de 7 m de altura, formando así un cuenco receptor de la lámina vertiente de la primera, amortiguando su energía cinética. Las erosiones del cauce podrían en este caso afectar no sólo a la presa, sino a la casa de máquinas, situada al pie de ella.

En la presa vertedero de Fier, de 57 m de altura, antes citada, se dejó la ataguía de agua abajo, que sirvió para la construcción, para formar el indicado colchón de aguas.

En la presa de Scoltena (Italia), de bóvedas múltiples de 23,50 m de altura, al pie de la parte destinada a aliviadero, se forma un colchón de aguas que defiende el zampeado por medio de un azud de 4 m de altura (fig. 65).

Cuando el fondo del cauce es de roca, el colchón de aguas puede formarse disponiendo el pie del azud a nivel inferior al de aquel

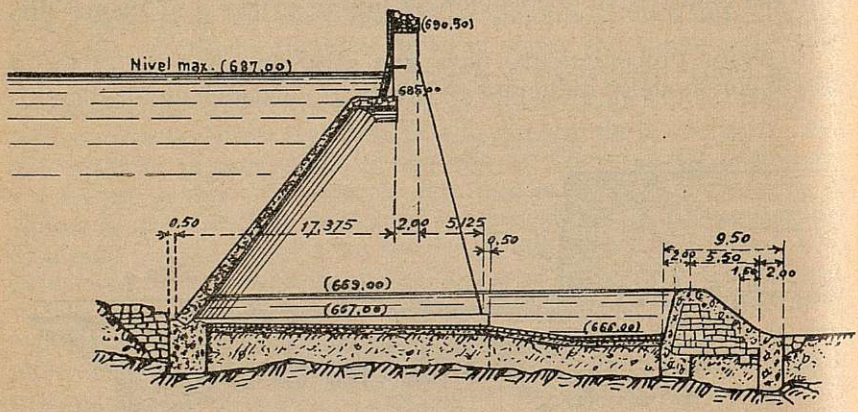


Fig. 65.

fondo, de modo que el resalto que determine el colchón lo constituye la misma roca del lecho del río.

El amortiguamiento de la energía cinética de las aguas al caer al pie del azud se consigue también poniendo obstáculos que quiebren la velocidad de los filetes líquidos con el choque con ellos y el mutuo encuentro de aquellos entre sí, al ser desviados de su dirección primitiva. Con la disminución de velocidad, para encontrar paso el agua eleva su nivel y se forma así un colchón de aguas. Citaremos el caso del azud del río Pit (California), de 34 m de altura (fig. 66), en la que al pie se colocaron, al tresbolillo, dos series de dados salientes de 5,5 y 6,1 m de altura. Para determinar la altura de los dados, forma en planta y separación entre ellos, se hicieron experimentos con modelos reducidos que se detallan en *Engineering News-Record*, 3 de junio de 1926, pág. 886, y en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, noviembre 1927 y febrero de 1928.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Otro caso de igual solución es el del aliviadero de la presa de Gatun en el canal de Panamá (figuras 6.ª y 7.ª del *Engineering*, por Masonry Dams by W. Creager, 1917, páginas 26 y 27). A su pie se colocaron análogos obstáculos que en la presa de Pit. En el caso de Gatun el agua en riadas hubiera llegado al pie del azud ali-

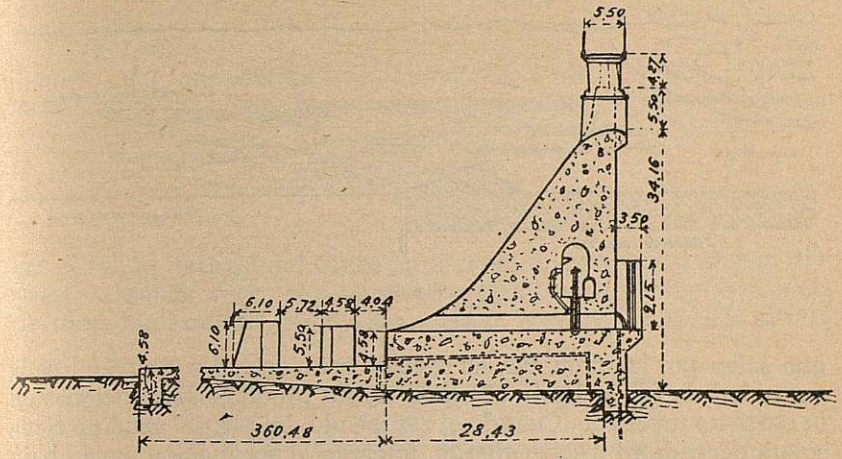


Fig. 66.

viadero con un espesor de 1,8 m y velocidad de 18 m por segundo. Con los obstáculos de 2,7 m de alto colocados, el espesor del agua alcanza al pie 6 m y la velocidad se reduce a 5,5 m.

Solera dentada.—Th. Rehbock, insigne ingeniero hidráulico

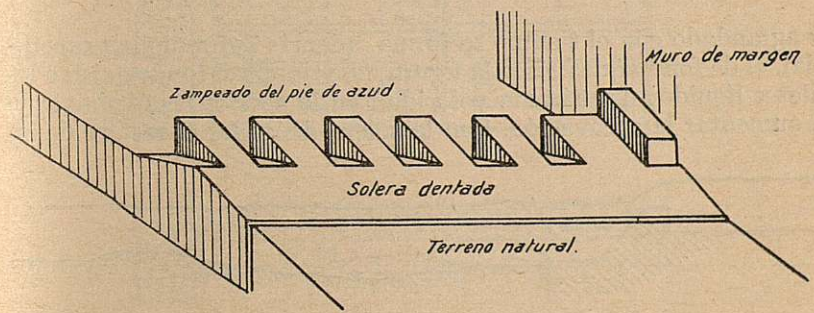


Fig. 67.

director del Laboratorio de Karlsruhe y gran propulsor de los ensayos en modelos reducidos, ha ideado, patentado y aplicado una disposición de defensa contra erosiones al pie de los azudes, que denomina *solera dentada*, que se indica en esquema en la figura 67.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El efecto de aquélla, en esencia, es la siguiente: una parte de los filetes líquidos que discurren junto al fondo del zampeado (fig. 68) son elevados por los dientes de la solera, con lo que, agua abajo de ella, se forma un gran remolino horizontal con la corriente profunda dirigida hacia agua arriba. Con ésta tropiezan los filetes líquidos

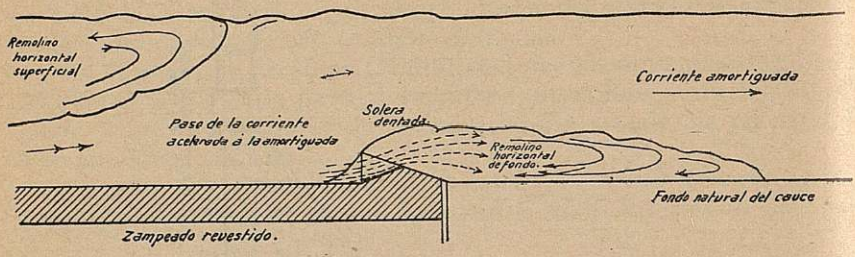


Fig. 68.

que salen por las troneras, en sentido contrario, disminuyéndose la velocidad de fondo hasta el punto de no producir socavaciones en la parte no revestida. Cuando el zampeado del pie del azud no tiene solera dentada ni resalto alguno, iniciada la socavación agua abajo

Fig. 69.

y agrandado con el tiempo se forma, además del remolino superficial, el de fondo que indica la figura 69, y junto al fondo existen los filetes líquidos de máxima velocidad en la sección, contribuyendo a aumentar la socavación. Con la solera dentada, el resalto de los

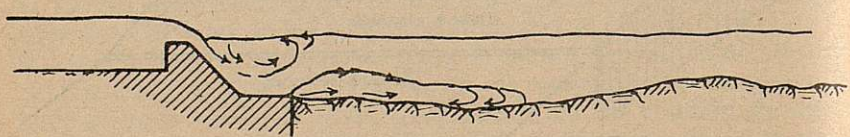


Fig. 70.

dientes contribuye a guiar hacia la superficie (fig. 70) los filetes líquidos de máxima velocidad, mientras la contraposición de las velocidades junto al fondo antes indicada contribuye a amortiguar la energía de socavación; dándose el caso de que, según ensa-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

yos en modelos reducidos hechos por Rehbock, mientras que sin solera dentada se obtenían socavaciones que equivalían en la realidad a profundidades de 2,5 m, con solera dentada sólo llegaron a 0,5 m.

Revestimientos flexibles.—Para proteger contra las socavacio-

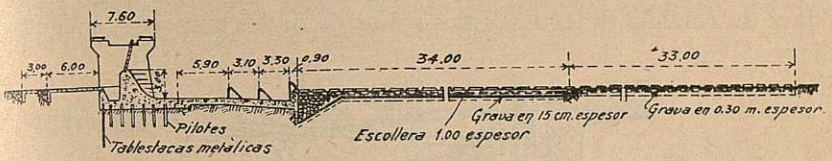


Fig. 71.

nes el fondo natural del cauce en la zona de remolinos, se han dispuesto algunas veces revestimientos flexibles formados con losas de hormigón armado articuladas entre sí. De esta forma es la última

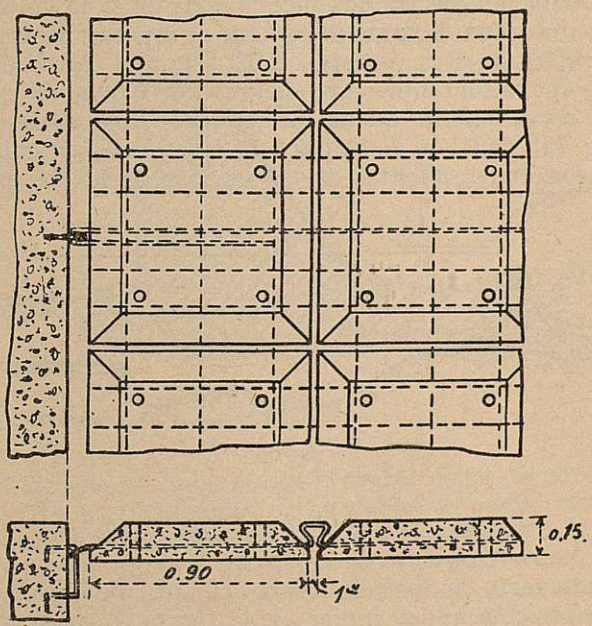


Fig. 72.

parte del zampeado de la presa de Gila, que citaremos luego al tratar de azudes sobre terrenos permeables; y esto mismo se ha proyectado para la zona extrema inferior del pie del aliviadero de Bonnet Carré, que sangrará al Mississipí de parte del caudal de riadas, para defender la ciudad de New Orléans, situada agua abajo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Estos revestimientos flexibles tienen la gran ventaja de seguir el movimiento del fondo sobre que se aplican; de modo que, en caso de producirse socavaciones, el revestimiento se amolda a éstas y evita total o parcialmente su crecimiento. En el aliviadero de Bonnet Carré (fig. 71) se proyecta coronar un azud fijo de 3 m de altura, con alzas móviles, que levantadas podrán dejar adquirir a la lámina vertiente 1,8 m de espesor. Al pie del azud sobre el zampeado quedará un colchón de aguas y dos series de dados sucesivos salientes

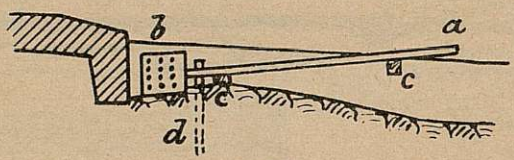


Fig. 73.

0,9 m, que quebrarán la velocidad de aquéllas. El colchón termina en una solera dentada, y a continuación se establecerá el revestimiento flexible en dos tramos sucesivos de 34 y 33 m; asentado el primero sobre capa de grava de 15 cm de espesor, y ésta, a su vez, sobre escollera de 1 m de espesor. El segundo tramo del revestimiento se apoya sólo sobre capa de grava de 0,30 m de espesor.

Dicho revestimiento queda formado por losas de hormigón armado (fig. 72), de 0,9 m de lado y 0,15 de espesor, articuladas entre sí en los extremos salientes de las varillas de hierro que forman

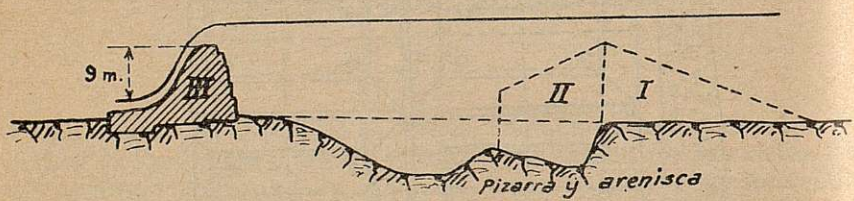


Fig. 74.

parte de su estructura. Para más detalles puede consultarse *Engineering News-Record*, 15 de agosto de 1929, p. 242.

Recientemente, la Sociedad Huber et Lutz, de Zurich, ha patentado la disposición que se indica en la figura 73 para proteger el pie del azud de socavaciones, y, en esencia, consiste en vigas de madera *a* empotradas en una transversal *b* de hormigón armado, oponiéndose por su peso al arrastre del armazón. Otras vigas *c* proporcionan apoyo a las *a*; y aun puede consolidarse aquél uniéndolo a pilotes *d*.

El no atender debidamente a la evitación de socavaciones puede dar origen a fracasos como los sucesivos que se tuvieron en el azud

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de Holyoke sobre el río Connecticut (E. U.) (fig. 74). Primeramente se construyó con sección I de paramento de agua abajo vertical. Se produjeron socavaciones y su ruina en una riada. Luego se adosó la sección II con escarpe inclinado, pero sin defensa al pie; y aun así se produjeron nuevas e importantes erosiones en el fondo del cauce (de pizarra y arenisca), y se determinó finalmente construir otro azud agua abajo, el III, de perfil en forma de cimasio, que es el que dió conveniente estabilidad.

Azudes según la naturaleza del terreno de cimientos

Pueden estar apoyados sobre terreno impermeable o permeable, y esta condición es fundamento del perfil que se adopte.

Se diferencian esencialmente, en que en el proyecto de los segundos, hay que tener en cuenta, además de las fuerzas estáticas y

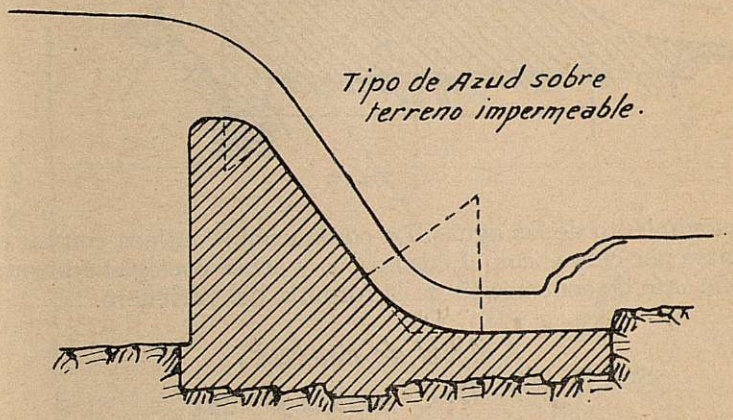


Fig. 75.

dinámicas de que ya hablaremos al tratar de su cálculo, a las consecuencias de las filtraciones de agua que se originarán inferior y lateralmente; y estas consecuencias son la subpresión (presión del agua dirigida de abajo a arriba) y que tiende a volcar el azud, y los posibles arrastres de partículas sólidas que determinen socavaciones inferiores o laterales, aumento de caudal filtrado y peligro de ruina del azud.

Forma del perfil de azud sobre terreno impermeable.—En este tipo el azud se hace corrientemente de mampostería u hormigón; y en esta hipótesis hacemos las consideraciones que siguen. Si por circunstancias locales se eligiese otro material, éste pudiera exigir otras modalidades que se dirán en su lugar.

Se le da en conjunto forma trapecial, como indica la figura 75,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sujetando sus dimensiones a las resultancias del cálculo. El escarpe se une a la contraescarpa por un arco de círculo, a fin de guiar mejor

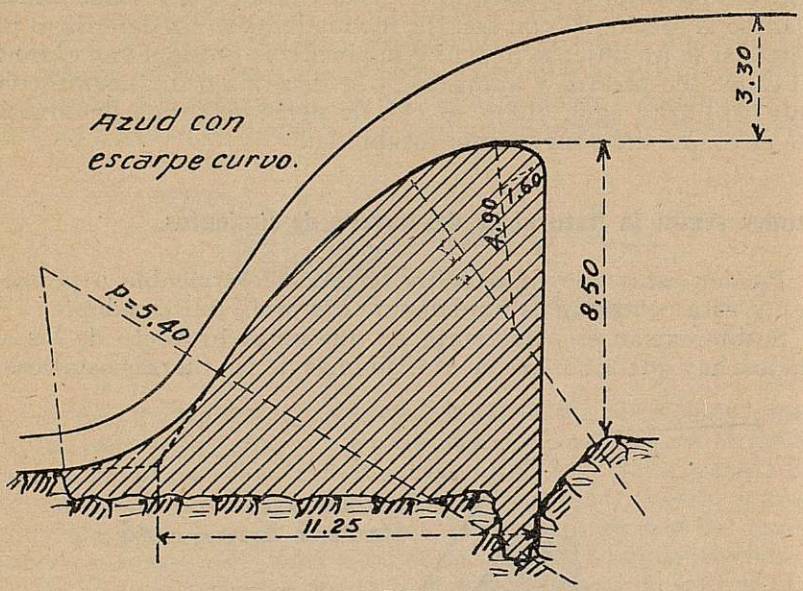


Fig. 76.

el movimiento de las aguas. La coronación se enlaza con los paramentos por curvas con el mismo fin, y así se consigue aumentar el coeficiente de contracción de la fórmula del vertedero.

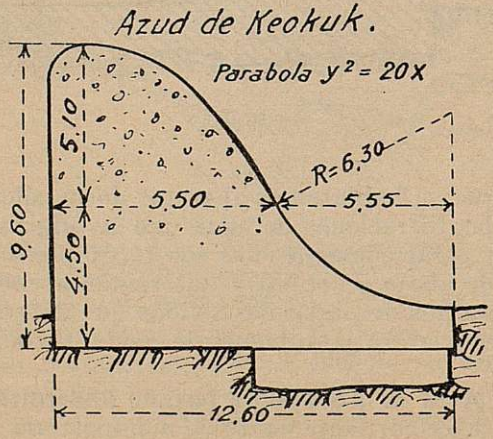


Fig. 77.

Corrientemente también, después de obtener el perfil poligonal por el cálculo, se envuelve en el paramento de agua abajo, por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

una curva circular o parabólica. Otras veces el cálculo (ya lo veremos en el procedimiento de Creager) da para el escarpe directamente la curva parabólica.

Este tipo de perfil es el más usado actualmente, en especial por los ingenieros norteamericanos.

La figura 76 representa un perfil con escarpe curvo. La figura 77 indica el perfil del azud de Keokuk (E. U.). La figura 78 es el perfil del azud de Hale's Bar (E. U.), de escarpe plano.

Forma del perfil de azud construído sobre terreno permeable. No hay modo de fijar teóricamente la longitud del recorrido que hay

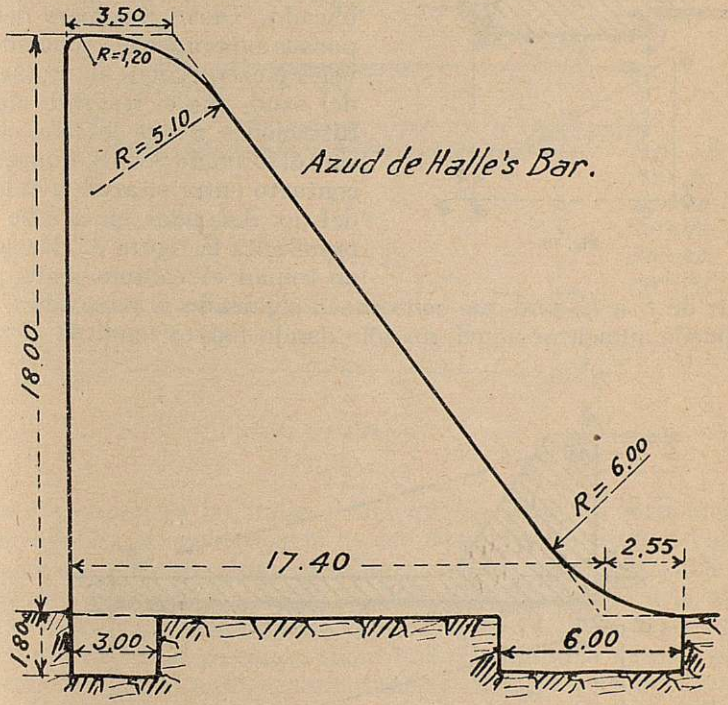


Fig. 78.

que dar a las aguas que se filtren inferior y lateralmente, para que, con la pérdida de carga que por rozamientos, cambios de dirección y estrangulaciones que sufran en su paso, la velocidad quede por debajo de la necesaria para el arrastre de las partículas sólidas con las que en su transcurso quedan en contacto. Es evidente que esta longitud de recorrido ha de depender de la clase de terreno, de la magnitud de dichos elementos sólidos y de los huecos que dejen entre sí; y siendo estas circunstancias tan variables, no cabe sujetarlas a cálculo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Para fijar, por lo tanto, las dimensiones convenientes en azudes de esta especie, hay que acudir a datos experimentales deducidos de los azudes construídos sobre terrenos permeables que se conservan en buen estado y de los que se han arruinado por las causas citadas.

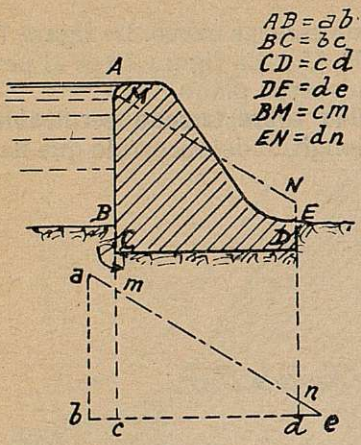


Fig. 79.

En la India abundan esta clase de azudes, y los ingenieros ingleses encargados allí de las obras públicas han hecho estudios respecto al particular. Mr. Bligh es el que más observaciones ha publicado. Dicho ingeniero dedujo por sus experimentos, tomando niveles piezométricos en una seción del azud, que el recorrido de las filtraciones no es el más corto, sino el formado por el perímetro en contacto entre el azud y el lecho del río. Así, pues, en el caso que representa la figura 82, las aguas no toman el camino recto para pasar de *C* a *E*, sino que contornean siguiendo el recorrido *CDE*. Se puede aumentar aquél, no sólo dando mayor longitud al zam-

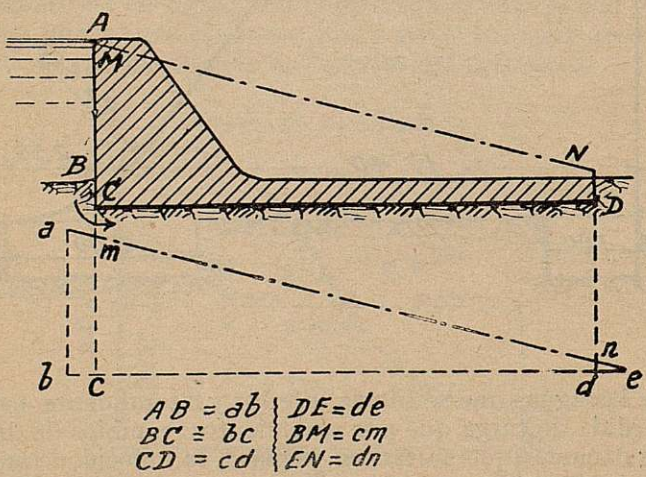


Fig. 80.

peado de aguas abajo, sino también poniendo zampeado agua arriba (*BS* de la figura 83), rastrillo (fig. 84) o tablestacados (figuras 82 y 83).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Esta clase de azudes se pueden dividir en tres grupos:

1.º Los que consisten en un muro de sección como los azudes apoyados en terrenos impermeables, asentado en un zampeado de suficiente longitud, solo (figuras 80 y 81) o provisto de rastrillo o tablestacado, como indican las figuras 82 y 83. En este caso el muro superior se calcula, como veremos se hace para los azudes sobre terreno impermeable, y al zampeado se le da la longitud correspon-

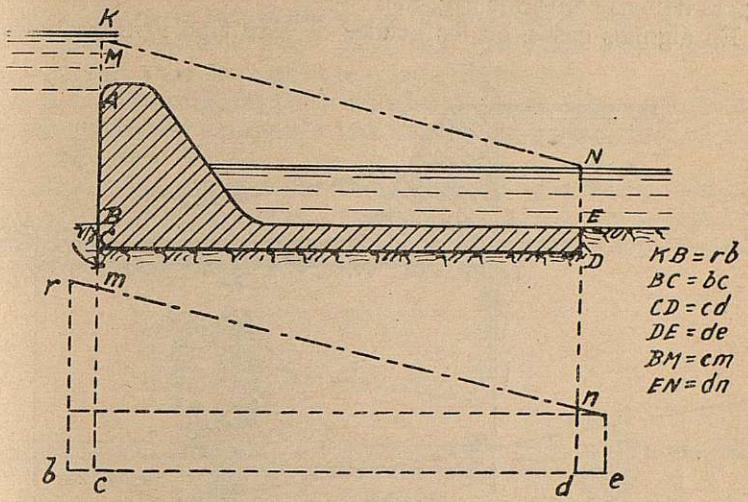


Fig. 81.

diente con arreglo a las indicaciones que haremos a continuación.

Se presenta la conveniencia de este tipo cuando parte del azud se apoya sobre terreno impermeable y el resto sobre permeable. Si se eligiese otro tipo, aparte de la dificultad del enlace, a la vista haría desagradable dicha dualidad; y así queda sólo un mismo perfil exterior del azud reinando sobre todo él. Ejemplo de esta solución tenemos en el caso representado en la figura 84 de Granite Reefs (E. U.). También en el salto de Anzánigo sobre el Gállego, para el perfil de azud sobre terreno permeable se ha adoptado el mismo que sobre el impermeable, con la adición de zampeado.

2.º Azudes que consisten en un umbral elevado sobre el lecho del río con un talud suave agua arriba y otro más suave aún agua abajo; todo ello hecho con material impermeable. Es la solución que indica la figura 85 para el azud de Jamrao (India).

Este tipo no se suele emplear en Europa.

3.º Azud con una retícula de muretes con la coronación marcando el talud tanto de agua arriba como de agua abajo; los dos con gran suavidad en su inclinación; el de agua arriba de 3 : 1 a 4 : 1; el de agua abajo, de 10 : 1 a 20 : 1; y rellenándose los cajones formados,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

con material permeable; el de la superficie que forma los paramentos, grueso y acuñado entre sí; el resto del material puede ser más menudo. Este tipo se representa en la figura 86, presa Okhla sobre el río Jumna, en la India.

A este mismo grupo corresponden los azudes de encofrado en que la retícula está formada por pilotes situados en los vértices de ella, unidos con cepos y largueros; formando las paredes de los cajones o tablestacas o zarzos o ramaje; el relleno de ellos, siendo análogo al del caso anterior (fig. 87).

En algunos casos, en los azudes de este tipo los materiales de

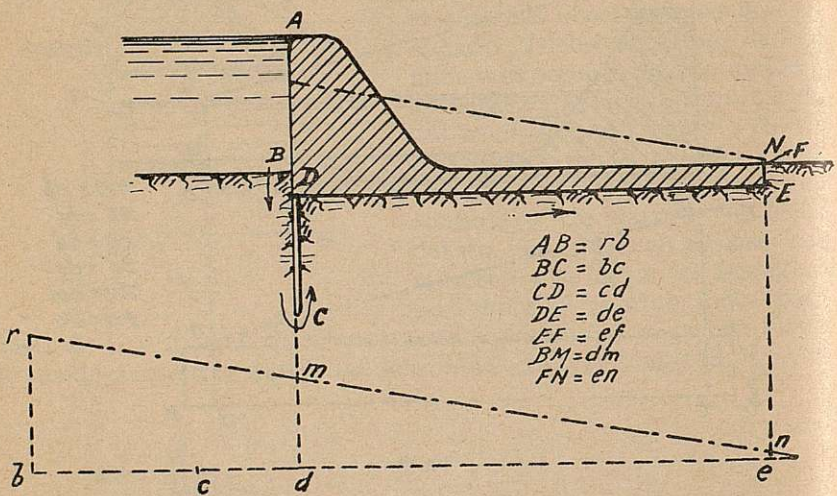


Fig. 82.

los paramentos se unen entre sí con material hidráulico aglomerante, o se adiciona una capa de hormigón. Esto debe hacerse después del asiento que el material árido puede sufrir en los primeros meses. Así se conservan mejor las maderas del encofrado; pero, en cambio, al dar a los paramentos suavidad para el paso del agua se quebranta poco su energía cinética.

Para formarse idea de la variación de la subpresión y de la velocidad de las aguas filtrantes al aumentar el recorrido de éstas, observemos la figura 79, en que el perfil del azud es el corriente para terrenos impermeables. Las aguas filtrantes, en el caso de existir, seguirán el camino *BCDE*. En este camino han de perder la carga total *AB*; de modo que si suponemos, como se indica al pie de dicha figura 79, hecho el desarrollo de este recorrido y que la pérdida de carga sea constante por unidad de longitud, es decir, que el terreno sea uniforme, la línea de carga será *ae*. Tomando la distancia *cm* desde *B* a *M* y la *dn* desde *E* a *N*, tendremos la línea de carga *MN*. La velocidad de las aguas será proporcional a la raíz cuadrada de la pendiente de esta línea; y en este tipo de azudes re-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sultará la velocidad grande; y aplicado sobre terrenos permeables podía determinar el arrastre de las partículas sólidas.

Si proveemos a dicho azud de un zampeado, como indica la figura 80, y procediendo de análoga manera, vemos que se disminuye la pendiente de la línea de carga al aumentar la longitud del zampeado.

La figura 81 representa un azud idéntico al de la figura 80, pero en el caso de altas aguas. Si agua abajo se elevase el nivel lo mismo que agua arriba, la pendiente de la línea de carga sería lo mismo. Pero corrientemente no pasa esto, sino que agua abajo se eleva más, y en este caso la pendiente citada disminuye.

En todas estas figuras las ordenadas de la línea de carga hasta al base de apoyo del zampeado nos dan la subpresión que en cada punto sufre éste.

Si disponemos un rastrillo o tablestacado agua arriba, como indica la figura 82, y, procediendo como antes, vemos que la pendiente de la línea de carga disminuye aun con el incremento de recorrido

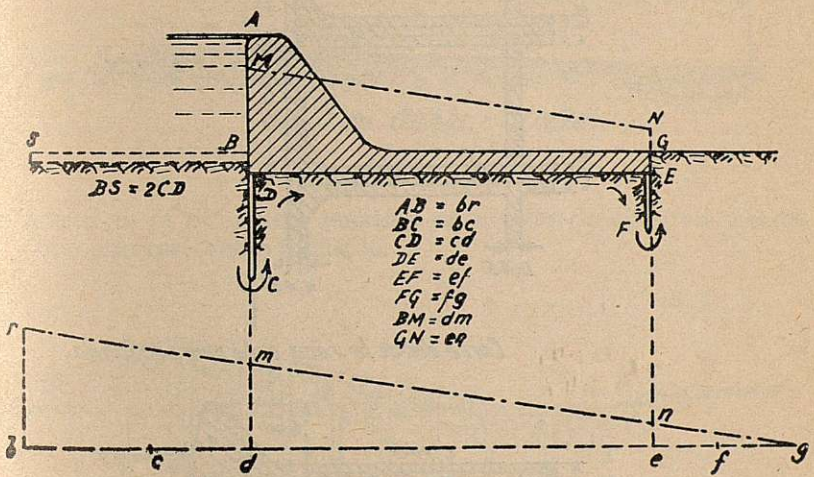


Fig. 83.

que representan las dos superficies de contacto del tablestacado o rastrillo con el terreno. Si colocamos además un rastrillo o tablestacado agua abajo, disminuirá dicha pendiente; pero, en cambio, si se compara el caso de la figura 83, que es el que examinamos, con el de la figura 82, vemos que en aquél disminuye con respecto a éste la pendiente de la línea de carga, pero aumenta la subpresión.

En cuanto a la longitud de recorrido necesaria en cada terreno para que la velocidad de las aguas filtrantes sea inofensiva y además se disminuya el caudal de ellas, Mr. Bligh emplea para su determinación la fórmula siguiente: $l = C \cdot H$, siendo l dicha longitud, H la máxima diferencia de niveles entre agua arriba y agua abajo

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

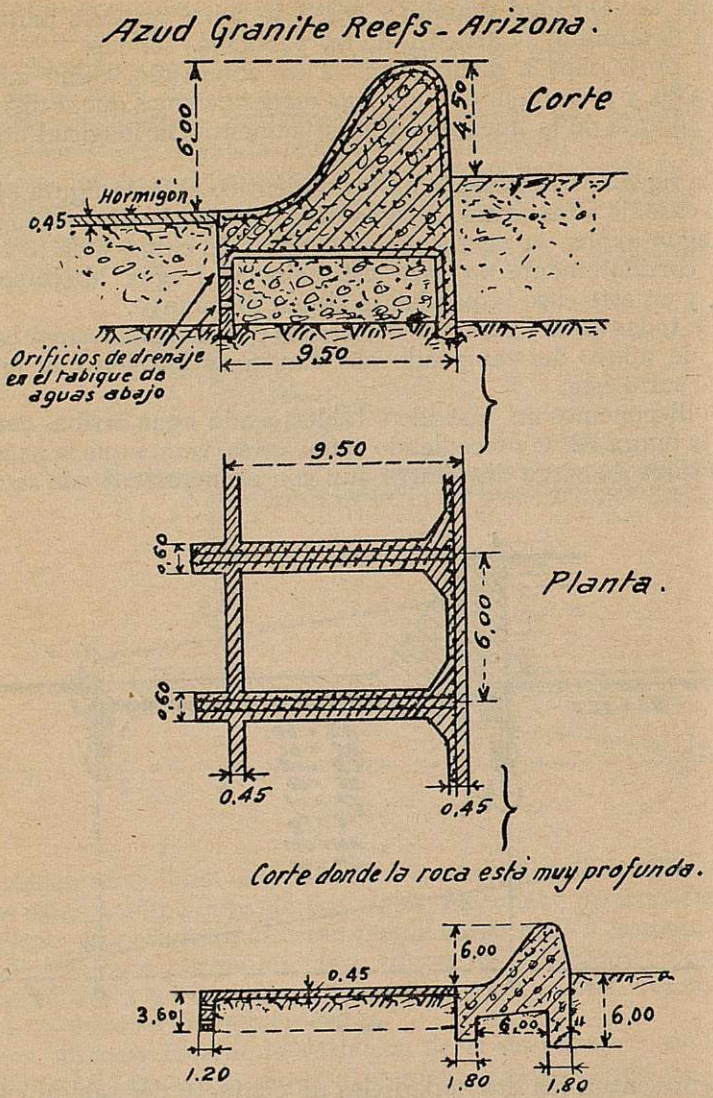


Fig. 84.

y C un coeficiente que varía según la clase de terrenos y que fija en los valores siguientes:

$C = 18$ para arena muy fina o légamo.
$C = 15$ » » fina.
$C = 12$ » » gruesa.
$C = 9$ » grava y arena mezcladas.
$C = 6$ a 4 para cantos, grava y arena mezclados.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Agua abajo del zampeado se coloca escollera en una longitud que depende de la altura del azud y del espesor de lámina vertiente.

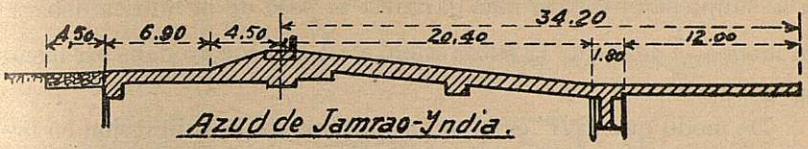


Fig. 85.

Mr. Bligh propone la fórmula siguiente para la longitud del zampeado:

$l_2 = 4C\sqrt{\frac{H}{43}}$, debiendo además cumplirse la formula anterior $l = CH$

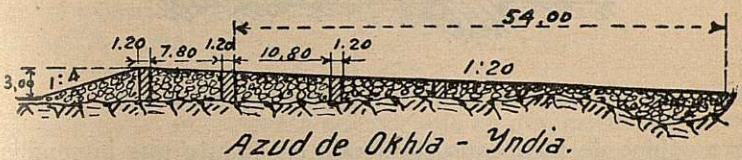


Fig. 86.

en que H es la diferencia máxima de niveles de agua en metros y C el coeficiente antes indicado.

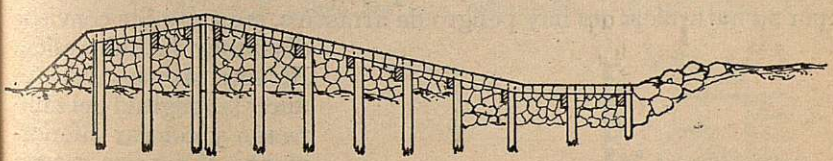


Fig. 87.

Para la longitud total de zampeado y escollera la fórmula que da Bligh (como la anterior, reducida a unidades métricas) es:

$$l_t = 0{,}64C\sqrt{H \cdot q}$$

en que H y C tienen la significación anterior, y q es el caudal en metros cúbicos por segundo y por metro de vertedero.

A veces puede sustituirse la ejecución del rastrillo o tablestacado de agua arriba por un zampeado, como indica la línea de puntos en la figura 83.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Para que haga dicho zampeado BS los mismos efectos que el tablestacado DC, es necesario que BS sea igual a $2DC$.

El espesor del zampeado se calcula para que por su peso resista a la subpresión; y para más garantía el peso de la fábrica debe ser al menos $\frac{1}{3}$ más que la subpresión, y el espesor no debe ser menos de 0,9 m.

De modo que si H' es el valor máximo de la subpresión en metros de carga de agua en el zampeado, t su espesor, p el peso del

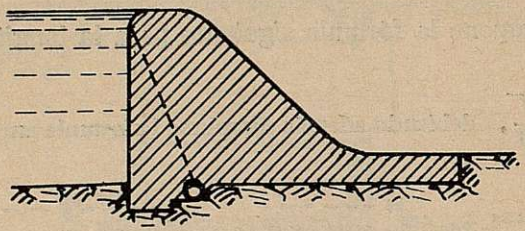


Fig. 88.

metro cúbico de zampeado (teniendo en cuenta que inmergido en el agua pierde de valor una tonelada), se podrá establecer la igualdad

$$(p-1)t = \frac{4}{3}H' \qquad \text{De donde } t = \frac{4}{3}\frac{H'}{p-1}$$

A veces, el terreno en que se apoya el azud, siendo permeable, por su naturaleza no hay peligro de arrastres, y en cambio conviene disminuir la subpresión. En este caso se puede reducir la longitud del zampeado y colocar inferiormente al macizo y agua abajo del rastrillo del frente de la presa un dren que recoja el agua filtrada (figura 88). Con esto, desde la posición del dren hacia agua abajo, la subpresión desaparece en el caso de que el dren pueda funcionar sin presión. En cambio, se acentúa la pendiente de la línea de carga.

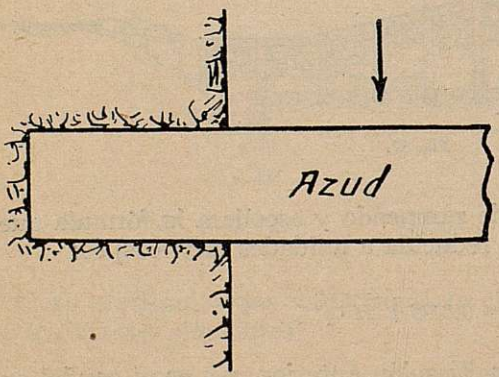


Fig. 89.

Es necesario atender a que la filtración que pueda establecerse contorneando los estribos tenga el suficiente recorrido para con-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

seguir los fines antes indicados. Y para ello, o se puede empotrar el azud en el terreno en suficiente longitud, o intestar el azud en muros de acompañamiento que den el recorrido necesario a las aguas filtrantes. La primera disposición es la representada en la figura 89, y la segunda en la figura 90.

Cuando el azud no estriba sobre terreno suficientemente consistente para resistir la tendencia a las socavaciones producidas por la lámina vertiente al extenderse hasta los estribos, es preciso elevar sobre la coronación y junto a los estribos macizos que limiten el recorrido de las aguas y que tengan altura mayor que la que alcance la lámina vertiente. En caso de que en altas aguas se inunde una meseta del terreno en que estribe el azud y haya peligro de que al socavar las aguas en ella contorneen el azud y se abra cauce el río lateralmente a aquél, es preciso disponer un malecón cuya coronación quede por encima de las máximas riadas y que enlace el azud con la parte insumergible de la ladera.

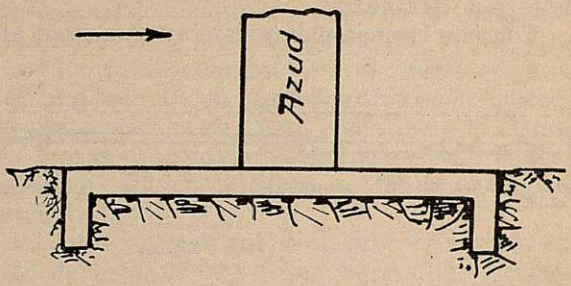


Fig. 90.

En la Memoria presentada en 1911 a la Asociación American of Civil Engineerings, el ingeniero Koening propuso como tipo de presas apoyadas sobre grava o arena el que se representa en la figura 91.

Ejemplo de azud sobre terreno permeable.—*Azud sobre el río*

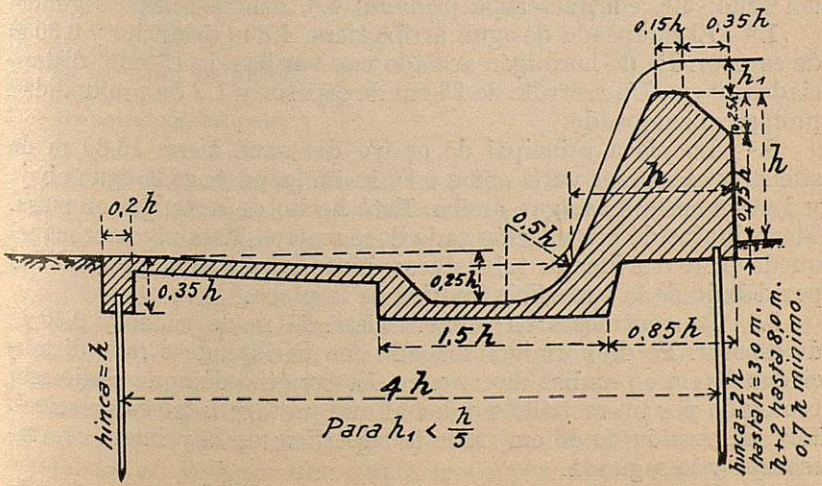


Fig. 91.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Gila, cerca de Florence, Arizona (*E. U.*).—Pertenece al grupo 1.º y se representa en la figura 92.

Sondeos practicados en el lecho del río en la ubicación del azud demostraron que la roca de las laderas se prolongaba someramente hacia el centro del río sólo en corta distancia, profundizándose después hasta más de 30 m. En estas condiciones, siendo imposible construir un azud sobre apoyo de roca, se eligió un perfil propio de terreno permeable.

Consiste esencialmente éste en una gran placa de hormigón de

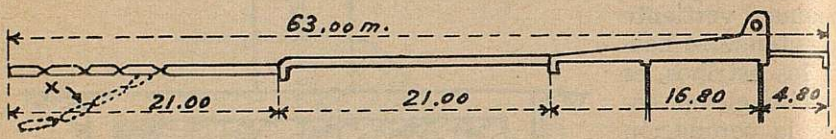


Fig. 92.

unos 118 m de longitud, en el sentido transversal al río, y 63 m de ancho en el sentido de la corriente, con espesores variando entre 0,60 y 1,50 m. Se apoya esta placa en la roca de ambas márgenes y soporta un azud hueco de 3 m de altura y de la misma longitud que la placa citada.

Tanto el azud como las construcciones anejas están proyectadas para una posible riada de 4 200 m^3 por segundo. Con este caudal se obtendrá un espesor de lámina vertiente de 5,10 m (hay que tener en cuenta que el vertedero del azud se prolonga por encima de la roca del estribo norte en unos 40 m).

La placa de apoyo del azud está formada por cuatro partes: 1.ª, zampeado agua arriba del azud; 2.ª, placa principal de apoyo del azud; 3.ª, contraescarpa primera; 4.ª, contraescarpa segunda.

1.ª El zampeado de agua arriba tiene 4,8 m de ancho y 0,30 m de espesor. Es de hormigón armado con varillas de 15 mm, distanciadas 70 cm. Un rastrillo de 23 cm de espesor y 1,2 de profundidad protege el zampeado.

2.ª La placa principal de apoyo del azud tiene 16,80 m de ancho, y el espesor varía entre 0,60 m en la parte más agua abajo y 1,50 m en la más agua arriba. Está hecho de hormigón en masa. Tiene juntas de contracción cada doce metros. Esta placa principal queda entre dos filas de tablestacas, hincadas 4,8 m de profundidad por debajo de la superficie inferior de la placa.

3.ª La contraescarpa primera tiene 21 m de ancho y 0,60 m de espesor. Es de hormigón armado con varillas de 6 mm, distanciadas 60 cm en ambas direcciones. El extremo de agua abajo está protegido por un rastrillo similar al que protege la placa principal. Hay un escalón de 45 cm entre la superficie de la primera contraescarpa y la segunda.

4.ª La segunda contraescarpa tiene también un ancho de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

21 m y 0,60 m de espesor. Los 12 m de ancho más agua abajo están formados por bloques articulados de 3 m de lado en cuadro, unidos por varillas de hierro. Con esto se pretende que se aplique la placa sobre el terreno aun en caso de asiento o socavación. Esta contraescarpa es armada, como la primera.

Agua abajo se colocó escollera en una profundidad variable de 1,5 a 6 m de profundidad y 6 a 15 m de anchura.

El azud en forma de cimasio es enteramente armado en ambas direcciones, con barras de acero y anclado a la placa. Por el interior del azud va una tubería de cemento con el fin de conducir aguas desde la toma en una ladera a un pequeño canal en la opuesta. El azud se construyó por secciones de 12 m, conforme a la distancia a que quedan las juntas de contracción de la placa principal. La tubería se proyectó con collares de cobre en los puntos correspondientes a las citadas juntas.

La construcción del azud y obras anejas llevaba consigo la excavación de 19 000 m^3 de roca, 62 000 m^3 en tierras, la ejecución de 9 100 m^3 de hormigón, y todo ello había que llevarlo a cabo en una corta campaña comprendida entre marzo y primero de julio, en que ordinariamente el río no tiene crecidas, pues una cualquiera de éstas destruiría los trabajos, dada la calidad del terreno. Se obtuvo éxito en la empresa, que fué terminada en 1922. Para más detalles véase el *Engineering News-Record* del 16 de noviembre de 1922.

Clasificación de los azudes por el material de que están formados

Los azudes pueden construirse de:

1.° Ramaje y material menudo.
2.° De escollera.
3.° De encofrado.
4.° De madera.
5.° De gaviones metálicos.
6.° De fábrica.
7.° De hormigón armado.

Azudes de ramaje y material menudo.—En esta clase incluímos los tipos rústicos usados primitivamente en los aprovechamientos hidráulicos, y aun hoy, en algunos de poca importancia en que el capital es limitado.

El cuerpo del azud, que raramente alcanza 2 m de altura, se construye con material extraído del mismo lecho del río, y es corrientemente arena, grava y cantos rodados. Lo general es combinar este material con ramaje, que protege a aquél contra el arrastre de la corriente, mientras que el material pétreo sirve para atajar el río y mantener dicho ramaje en su sitio. Este ramaje se emplea formando capas, bien suelto o bien unido por alambre galvanizado, constituyendo especie de esteras. También se emplea en forma de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

fajinas o salchichones. Las capas de ramaje van alternadas con otras de material pétreo.

Otra forma de estos azudes consiste en hincar pilotes en el lecho del río, a los que se ata el ramaje con alambres o cuerdas, rellenando los espacios intermedios con material menudo.

Cuando se encuentra terreno bastante fuerte en que no pueden hincarse bien los pilotes, se pueden emplear caballetes formados, como indica la figura 93, rellenando de piedra y ramaje el espacio

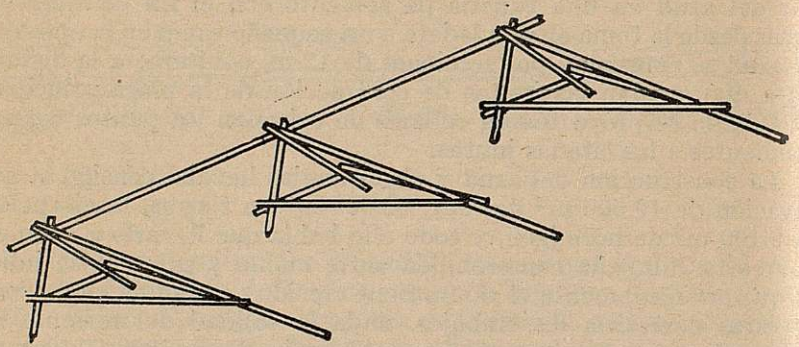


Fig. 93.

entre ellos. Los caballetes se construyen en la orilla, así como las esteras o fajinas de los casos anteriores, y se llevan al sitio hincando lo más posible los pies de los caballetes.

Estos tipos de azudes requieren un gran gasto de conservación anual. No suelen resistir al empuje y a la erosión que producen las riadas, que destruyen aquéllos, siendo preciso una constante renovación con los inconvenientes que produce la paralización del aprovechamiento. Por esto sólo se emplean cuando éste es de escasísima importancia, o para azudes provisionales hasta que se construyen los definitivos, o para ataguías.

Azudes de escollera, a piedra perdida.—Como su nombre indica, el perfil de ellos se forma con escollera. Los espacios que ésta deje entre sí se rellenan con material más menudo, que a veces se sedimenta hidráulicamente. El tendido del escarpe de estos azudes ha de ser muy grande, hasta de 1 : 10 y 1 : 12. Cuando se construyen sobre terreno permeable, el arrastre que las aguas filtrantes ocasiona produce asientos en la escollera, siendo preciso el añadir más para completar el perfil, hasta que se consigue cierta estabilidad.

Tienen estos azudes, aunque no en tan alto grado, los inconvenientes de los del tipo anterior. La permeabilidad es grande en los de escollera, hasta que se rellenan los huecos suficientemente con los sedimentos naturales del río. Así es que el empleo de estos azudes queda reducido a los casos en que el aprovechamiento es de escasa importancia, a aquellos en que el azud queda junto a una cantera

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

que proporcione mampuestos a precio bajo para la construcción de aquél y las frecuentes reparaciones, a aquellos en que se trata de azudes provisionales y siempre cuando el agua derivada no sea la total de la corriente que ataje y no tenga importancia que se pierda agua en las filtraciones a través del azud.

En Assuan (Egipto), para construir la presa definitiva, se hizo un azud de escollera que sirvió de ataguía. Este azud tenía 15 m de altura, y se formó con grandes bloques de escollera de 1 a 4 tn, dispuestos a piedra perdida con un talud de 1 : 1 agua arriba y 1 : 1 $^1/_2$ agua abajo, rellenando los huecos con piedras de dimensiones me-

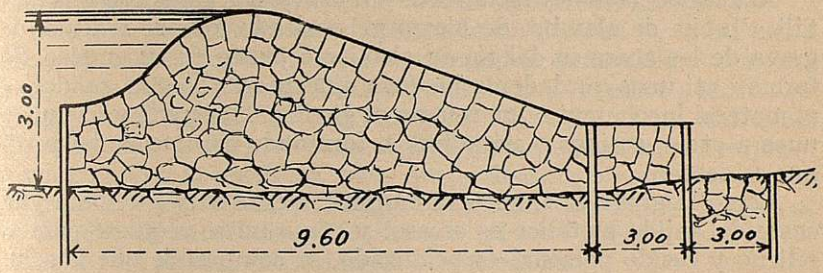


Fig. 94.

nores. Y a pesar del agua que se filtraba entre el azud y de la poderosa lámina que en ocasiones saltó sobre la coronación, la ataguía resistió perfectamente; y para demolerla, una vez terminada la obra, se tuvo que recurrir a la dinamita.

Azudes de mampostería en seco.—Tienen una construcción más cuidada que los de escollera. El cuerpo del azud es de material suelto (mampuestos, grava, arena) y los paramentos se hacen con mampostería careados. Se limita el azud con filas de pilones y tablestacas, como indica la figura 94.

Un tipo más perfeccionado de esta clase de azudes es el que se representa en la figura 95, en que existen dos núcleos de hormigón, uno que corresponde a la línea media de la coronación y otro al pie

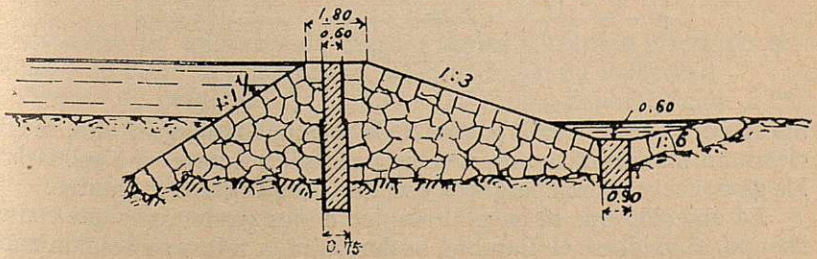


Fig. 95.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

del azud. Estos muretes no sólo retienen la escollera, sino que cortan las filtraciones a través del cuerpo del azud y dificultan las inferiores a él.

El inconveniente de este tipo de azudes, especialmente el de la figura 94, es que si el agua levanta un mampuesto, los inmediatos, al encontrarse sin la trabazón de aquél, son más fácilmente arrastrados y puede ocasionarse la apertura de una gran brecha. Desde este punto de vista es más conveniente el tipo de retícula de madera (encofrado) o muretes, a los que nos referimos en el grupo 3.º de azudes sobre terreno permeable. En éstos la erosión queda limitada a un solo cajón.

Azudes de gaviones metálicos.—Gaviones son cajas con tela metálica hecha de alambre de hierro galvanizado, que se rellenan de grava de los acarreos del río en el mismo punto de su empleo. Se forman así unos verdaderos bloques, puesto que la tela solidariza el materal incoherente que rellena el gavión. Los gaviones se unen unos a otros, cosidos o atirantados, formando así muros del perfil que se desee.

Como la grava se encuentra corrientemente al pie de obra y el coste del tejido metálico es escaso, y como no se requiere para el relleno y cosido personal especializado, se comprende que la solución de gaviones resulte muy económica.

La figura 96 indica el perfil de un azud formado con gaviones. Los que están en contacto con el terreno formando la base y prolongándose en forma de zampeado, conviene que tengan ancha superficie horizontal y escasa altura, a fin de que por su flexibilidad puedan adaptarse al terreno y protegerlo en caso de socavación, contribuyendo a que no se propague. El azud, después de formado

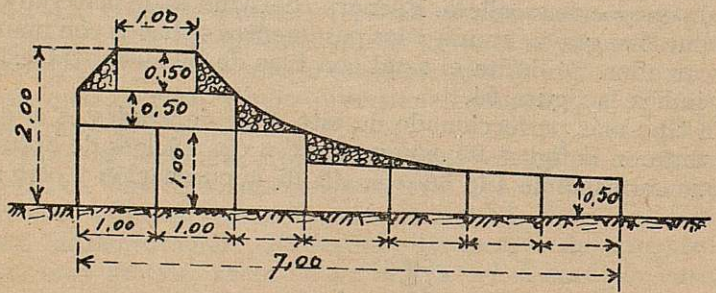


Fig. 96.

inscribiendo en su perfil gaviones de adecuadas magnitudes, se encierra en su conjunto con una tela metálica fuerte que solidariza los gaviones y retiene la grava que llena los ángulos entrantes.

La objeción que se hace al empleo de los gaviones es que con el tiempo, al oxidarse el alambre, se destruirá la tela y se desmoronará el gavión. A esto responden los partidarios del sistema que esta oxi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

dación no se presentará al menos en buen número de años, ya que el alambre está zincado y tiene espesores relativamente grandes (de 2 mm en adelante), y que se puede evitar practicando un ligero revoco de los paramentos exteriores con mortero de cemento; pero esto sólo al cabo de años, cuando se viera que desaparecía el zincado, y nunca antes de haber efectuado todo su asiento los gaviones. Con el tiempo, los sedimentos que dejará el agua rellenarán los huecos de la piedra y aumentará la compacidad de los gaviones, conseguida inicialmente sólo con la tela metálica.

La solución de los gaviones es recomendable para azudes provisionales o los de aprovechamientos de poca importancia. Pueden clasificarse dentro del grupo de los de terreno permeable.

Los gaviones tienen gran aplicación en defensa de márgenes y encauzamientos para formar revestimientos de aquéllas, o espigones y malecones en éstos. Los gaviones de poco espesor pueden emplearse como revestimientos flexibles del cauce al pie del azud. También los gaviones ya paralelepipédicos o cilíndricos se emplean sustituyendo a la escollera, para que, colocados a continuación del zampeado, contribuyan a mitigar la energía cinética de las aguas.

Azudes de encofrado.—Nos hemos referido a ellos en el tercer grupo de los azudes sobre terrenos permeables.

Estos azudes, aparte de su baratura, tienen la ventaja de que su construcción es fácil, aun en agua corriente, lo que no sucede en los de fábrica.

Este tipo de azudes, cuya altura no suele pasar de 4 m sobre el cauce, es muy empleado en España en terrenos permeables.

A veces el escarpe de estos azudes, en vez de tener un talud continuo, se escalona. Azudes de estas clases se representan en las figuras 87 y 97. En este último, una capa de arcilla debajo de los

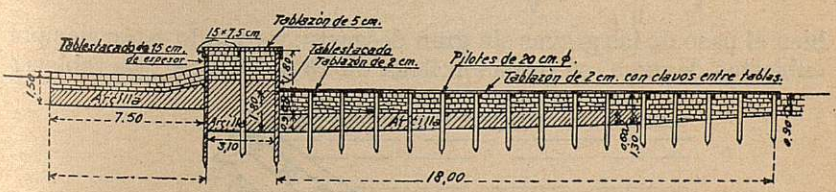


Fig. 97.

mampuestos da garantía de que las aguas filtrantes inferiores seguirán a lo largo del zampeado, perdiendo así en velocidad.

Azudes de madera.—Agrupamos bajo esta denominación a los en que la madera constituye casi el único material, siendo la piedra lo accesorio. Sólo se emplean en países de madera abundante, lejos de canteras y fábricas de cemento, y en construcciones de poca altura, ataguías o azudes provisionales. La vida de estos azudes es escasa, especialmente en comarcas en que las temperaturas son extremas, y cuando las maderas están expuestas a alternativas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de humedad y sequedad. Exigen un gran coste de conservación por las reposiciones relativamente frecuentes.

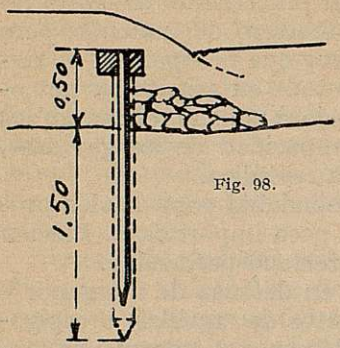


Fig. 98.

Las figuras 98 y 99 indican dos tipos de escasa altura propios para ataguías o construcciones provisionales. La figura 100 representa un azud en que el peso del agua ejerce influencia estabilizadora.

Los más corrientes azudes de madera no llegan a 2 m. Muy pocos alcanzan los 6 m. Y se cita de algún caso extraordinario en N. A. en que la construcción alcanzó los 20 m.

La madera se suele emplear bastante para revestimiento de la contraescarpa y de las soleras de desagües de fondo. Resisten muy

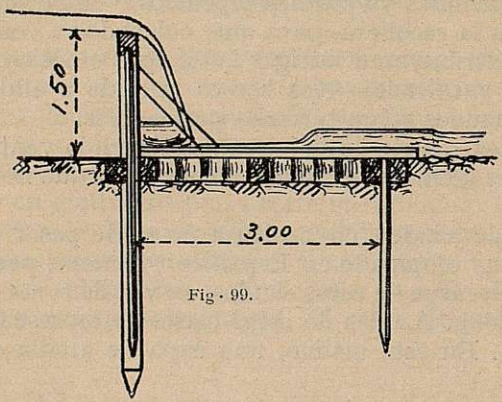


Fig. 99.

bien el paso de las gravas sin gran desgaste; y cuando están siempre cubiertas de agua, su duración llega de 15 a 20 años. Los tablones

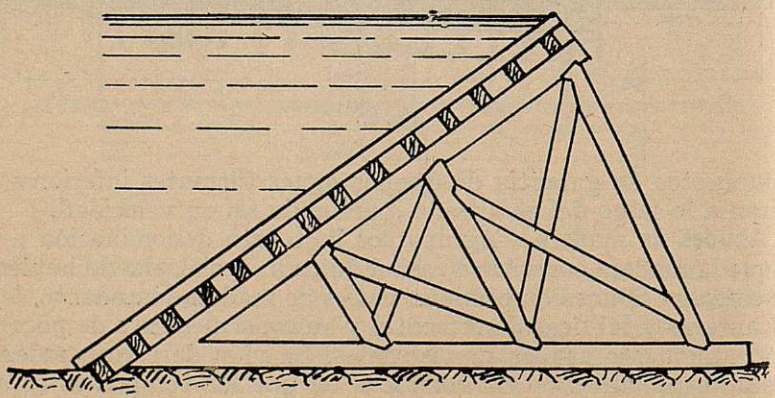


Fig. 100.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

deben ser al menos de 5 cm de espesor. Conviene colocar dos capas de ellos con las fibras en dirección de la corriente.

Azudes de fábrica.—Por su resistencia y duración son los indicados para soluciones definitivas y en aprovechamientos importantes. A ellos y a su forma nos hemos referido al tratar de los azudes construídos sobre terreno impermeable.

Se pueden hacer de cualquier clase de fábrica (sillería, sillarejo, mampostería y hormigón). La sillería, por su coste, ha quedado hoy eliminada; si acaso, se emplea como revestimiento de los paramentos y con preferencia para el de agua abajo. Lo mismo decimos del sillarejo. La mampostería, aunque más económica que las anteriores fábricas, no lo es tanto como el hormigón, que es hoy la fábrica más corriente en los azudes. En cambio tienen las fábricas anteriores sobre el hormigón las ventajas de mayor belleza, corrientemente mayor resistencia al desgaste por el roce del agua y material sólido que ésta transporta y no requerir moldes para su construcción. En cambio, con el hormigón se forma una masa monolítica.

Con la fábrica de hormigón se puede conseguir la evitación de moldes haciendo los paramentos de sillares artificiales de aquel material.

En el hormigón se suelen embeber bloques grandes formando el hormigón ciclópeo o la mampostería hormigonada, disminuyendo así el volumen de mortero y dando más trabazón a la masa.

Podemos considerar aquí aplicable todo lo que digamos en las presas de embalse respecto a la dosificación, juntas de contracción, organización de trabajos, etc.

Azudes de hormigón armado.—Reservamos el ocuparnos de ello como caso especial de las presas de embalse de dicho material.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO VI

PRESAS MOVILES

Empleo y clasificación

Tienen su empleo:

a) Cuando se quiere aprovechar en estiaje el máximo nivel a que se puede elevar el remanso y este nivel no puede darse al vertedero de la presa fija, porque en crecidas inundaría terrenos o perjudicaría aprovechamientos de agua arriba. En cambio, con la presa móvil que consiga que el remanso llegue al límite superior admisible, al sobrevenir aumento de caudal, puede conservarse aquel nivel abriendo la presa lo necesario, pudiendo llegar en riadas a dejar libre de ella el cauce. De modo que con la solución de presa móvil se obtiene mejor aprovechamiento del desnivel del tramo del río.

b) Cuando el río lleva mucho caudal sólido, que se depositaría ante el azud, amenazando invadir el canal en caso de azud fijo, y no se juzgan suficientes los desagües de fondo para arrastrar los sedimentos depositados, y conviene por ello dejar libre en todo o en parte el cauce del río en época de riadas, para que éstas arrastren los sedimentos.

Las condiciones esenciales son las siguientes:

a) Deben ser de maniobra rápida, segura, fácil y barata.

b) Deben dar la necesaria impermeabilidad, según la importancia que en cada caso represente el caudal que pueda perderse.

Examinaremos entre la multitud de azudes o presas móviles los siguientes:

1.° Presas de agujas.
2.° » » persianas.
3.° » » pantallas.
4.° » » viguetas.
5.° » » compuertas giratorias alrededor de un eje horizontal (Thenard, Desfontaines, Doell, etc.).
6.° Presas de compuertas giratorias alrededor de un eje horizontal (Taintor).
7.° Presas de compuertas giratorias alrededor de un eje horizontal (Sector).
8.° Presas de compuertas giratorias alrededor de un eje vertical.
9.° » cilíndricas o de tambor.
10.° » de compuertas Stoney.
11.° » » » automáticas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se suele denominar *alza* a toda construcción móvil que colocada encima de un umbral fijo sirve para elevar el nivel de las aguas.

Las alzas o presas móviles se instalan unas veces en el cauce del río para determinar la formación del remanso y posible derivación de las aguas, o la condición de navegabilidad de un tramo del río, o en el aliviadero de una presa de embalse para producir la posibilidad de utilizar la capacidad de la parte superior del vaso, que no existirá de ser el aliviadero de labio fijo.

En la primera situación, las alzas o compuertas móviles están expuestas a los inconvenientes del caudal sólido que arrastre el río, que puede entorpecer su movimiento en algunos tipos y desgastarlas con su roce. No así en el segundo caso, en que las aguas que vuelcan por el aliviadero salen relativamente limpias y desde luego desprovistas de gravas y arenas, sedimentadas antes en el embalse.

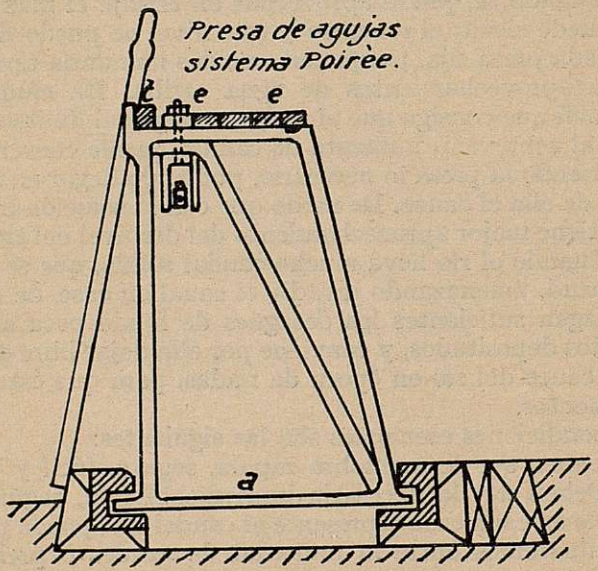


Fig. 101.

Los cinco primeros grupos indicados, si bien han tenido empleo en época anterior, para determinar un escalón en el río, hoy han sido sustituídos en instalaciones importantes por los cuatro últimos grupos, quedando el empleo de los primeros sólo reducidos a cierres provisionales o eventuales o instalaciones de poca importancia.

Presas de agujas.—La disposición consiste en una serie de tablones de pequeña escuadría (8 a 12 cm) y de longitud algo mayor que la profundidad del remanso. Estos tablones se denominan agujas y se colocan en contacto, apoyando la extremidad inferior

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sobre un resalto del umbral fijo y la extremidad superior contra un travesero fijo o móvil que puede estar sostenido por estribos y pilas o por un sistema fijo o móvil de caballetes de madera o hierro.

Indicaremos el sistema Poirée de caballetes móviles. Se representa en las figuras 101 y 102. Los caballetes quedan colocados a distancia próximamente de 1 m. La figura 1.ª representa un caballete visto lateralmente. La 102, varios vistos de frente. La barra *a* o lado inferior horizontal del caballete gira entre dos cojinetes empotrados en el zampeado del piso. Esta constituye el eje horizontal alrededor del que gira el caballete, tanto para abatirse como para elevarse. En el abatimiento quedan unos caballetes colocados sobre los otros, todos en la misma dirección. Los caballetes van provistos de un travesero de enganche, *b*, al que va atada una cadena, *c*, que por el otro extremo se fija al caballete precedente. Suponiendo que

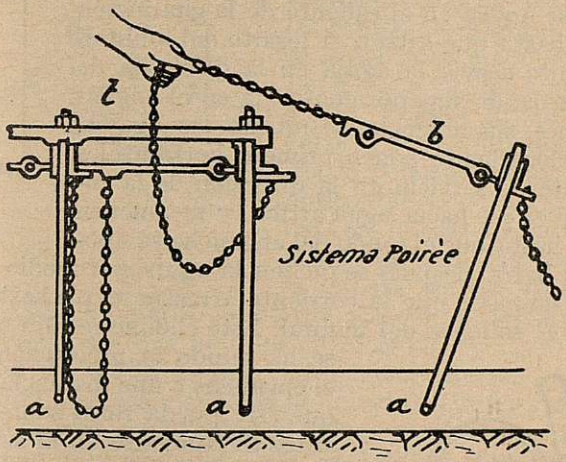


Fig. 102.

este último esté ya en posición vertical (fig. 102), si se tira de la cadena *c*, que pende de él, se levanta el caballete siguiente, el que queda a su vez fijado en posición vertical uniendo al precedente el gancho de la barra *b*.

Elevados y fijos los primeros caballetes contiguos a la orilla, se colocan encima los traveseros *t*, de apoyo de las agujas, y se pone además un puente provisional formado con tablones *e*, sobre el cual los operarios pueden avanzar para proseguir la operación a través del cauce. Y últimamente se colocan las agujas, que deben ponerse salteadas y no sucesivamente, pues si se colocan unas en contacto con otras a partir de una extremidad hacia la otra, resultaría que al cerrar el agua su curso natural tomaría una dirección oblicua hacia la zona aún libre, arrastrando las agujas que se intenten poner. Los intervalos dejados entre las primeras agujas puestas en su

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sitio se llenan después, y las últimas agujas que sirven de cierre se introducen ajustándolas con fuerza.

En la presa Poirée las agujas se quitan de su sitio una a una por mano del hombre y se transportan; después se procede al desenganche y rebatimiento de los caballetes, previa remoción de los traveseros de apoyo *t* y del puente provisional formado con los tablones *e*.

El tipo de presa Poirée puede ser aplicado hasta alturas de 3,50 m.

A veces las agujas se proveen de un enganche especial como representa la figura 103. Este enganche cabalga sobre una barra de sección circular fija superiormente en los caballetes. Para quitar las agujas no hay más que levantar un poco éstas, lo que se consigue o a mano o con una palanca que se apoya en el saliente de la guarnición de hierro, hasta que salven el resalto del umbral, y la corriente desvía la aguja en la dirección de aquélla, quedando superiormente fija en el enganche. Después, sin urgencia, se retiran las agujas.

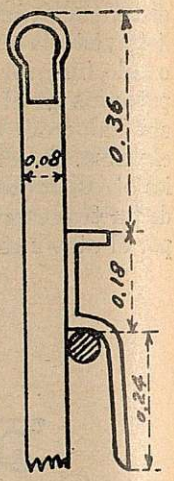


Fig. 103.

Para colocarlas se ponen primero horizontales en el puente de servicio en la dirección de la corriente, con el pie hacia agua arriba, y se mueven las agujas hasta que el fondo del enganche se apoya sobre la barra; después se inclina la aguja por medio de su empuñadura, de modo que la corriente arrastre su pie hasta que éste choque en el saliente del umbral. Este choque resulta atenuado si se ha tenido la precaución de situar el enganche a una distancia tal del pie que éste pueda rozar sobre el umbral antes de apoyarse en el saliente.

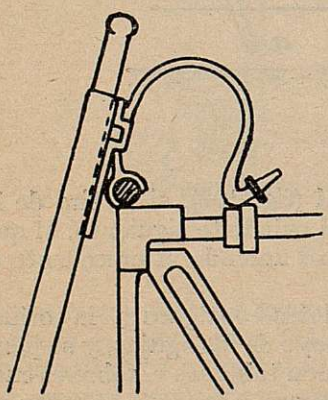


Fig. 104.

Otro enganche especial representan las figuras 104 y 105, y por medio de él se puede regular el nivel del remanso; para ello se coloca de vez en cuando en las agujas este tipo de enganche, llamado de cuello de cisne. Maniobrando sobre el cuello del enganche se consigue separar algo la aguja de las demás en su parte superior, quedando su parte inferior fija, y entre el hueco que deja pasa el agua.

Medios de impermeabilizar las fugas de agua entre las agujas.—Durante el estiaje puede convenir el evitar las fugas, y un medio es cubrir las juntas con tiras de caucho (fig. 106 *a*); pero el caucho se deteriora pronto. Se idearon luego agujas en forma de *T* (fig. 106 *b*) y otras hexagonales

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

(figura 106 *c*). En general, son poco adoptados estos procedimientos, y, de ordinario, después de colocadas las agujas, se echa agua arriba ramaje, paja, hojarasca, etc., que cierra los intersticios. Se utilizan también telas impermeabilizadas, extendidas sobre la cara de agua arriba de las agujas. Pero estas telas, estando oprimidas, se cortan fácilmente en las juntas entre agujas, cuando se retiran aquéllas. Además, la colocación es difícil.

Se evitan estos inconvenientes extendiendo la tela sobre listones de madera dispuestos horizontalmente sobre la cara de agua arriba de las agujas. La tela y los listones constituyen una verdadera persiana, que se envuelve y desenvuelve con cuerdas, como las persianas de las habitaciones. Estas persianas se colocan a mano en estiaje. Los listones pueden tener 3 cm de ancho, 1 cm de grueso y distan entre sí 2 cm. Superiormente se fija la persiana en un travesero horizontal. Con cadenas colocadas en la extremidad del travesero se fijan las persianas a la cabeza de las agujas. Inferiormente llevan un cilindro de hierro, abierto por sus extremidades y agujereado para que no flote en el agua.

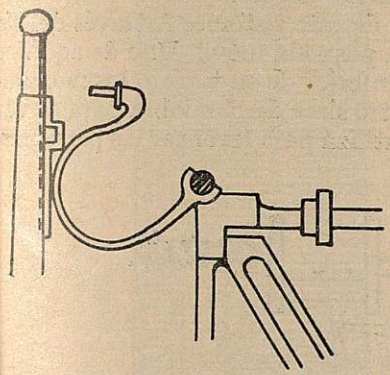


Fig. 105.

Las presas de agujas tienen varios inconvenientes, como son:

1.º Permiten escasa elevación del nivel de aguas, y como consecuencia los tramos canalizados en ríos navegables son cortos, las esclusas quedan muy cerca, el coste total de las obras aumenta al ser mayor el número de presas para una cierta longitud de río, y las maniobras de abatimiento de presas en casos de riadas, y de esclusadas para paso de las barcas en casos de navegación, se multiplican.

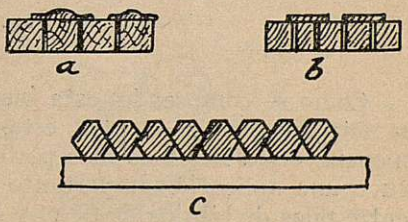


Fig. 106.

2.º Los caballetes son órganos frágiles que pueden ser deteriorados fácilmente por el choque de cuerpos flotantes, y entre ellos el posible escape de una barca que marche a la deriva.

3.º Son inadecuadas para ríos que arrastren caudal sólido. Este se deposita sobre el zampeado e impide la maniobra de las agujas.

4.º La maniobra de la presa de agujas es bastante difícil, tarda y peligrosa.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

5.º Las paralizaciones que se producen en el servicio de la presa, como consecuencia de los deterioros de ella, necesidad de revisión, maniobra tarda, etc., perjudican a aquél.

Por ello hoy no se construyen ya presas móviles de este sistema. Y es más, se están sustituyendo las existentes por otras de tipos más modernos (Stoney), compuertas de rodillos (Vagon), como está ocurriendo en varias del Sena y del Mosela.

Presas de persianas.—Consisten en verdaderas persianas arrollables que cierran e impermeabilizan los vanos entre caballetes fijos o móviles colocados sobre el cauce del río.

La figura 107 indica el croquis de este sistema. A través del río se instalan dos puentes fijos y una pasarela móvil. Uno de aquéllos sirve para suspender por la parte inferior de su tablero los montantes que quedan articulados a él. Otro sirve de maniobra para elevar dichos montantes. La pasarela se utiliza para levantar las persianas.

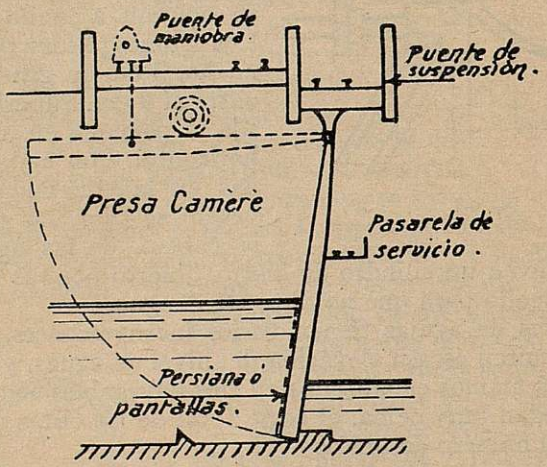


Fig. 107.

Como se comprende, esta instalación resulta muy costosa. En la actualidad no se emplea, estando más en boga, por más conveniencia, otros sistemas más perfeccionados. Sin embargo, en 1907 tuvo una aplicación importante en Red River (E. U.), con luces entre pilas de fábrica de 37 m y calado de 6,50 m, formando presa de 250 m.

El cierre de persianas ha tenido, en época relativamente reciente, otras aplicaciones interesantes para obturar provisionalmente vanos, como se indica en los dos ejemplos siguientes:

En la presa de Assuan (Egipto) (primero de 20 m de altura, elevada luego a 27 y en vías de inmediata nueva elevación), evacua el agua por 180 vanos cerrados con compuertas Stoney. Unas de 7×2 m y otras de $3{,}50 \times 2$ m. Los materiales arrastrados por el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

agua pueden interponerse en el umbral impidiendo el buen cierre de las compuertas, y para poder cerrar dichos vanos y hacer la limpieza de ellos, y en su caso la reparación conveniente en las com-

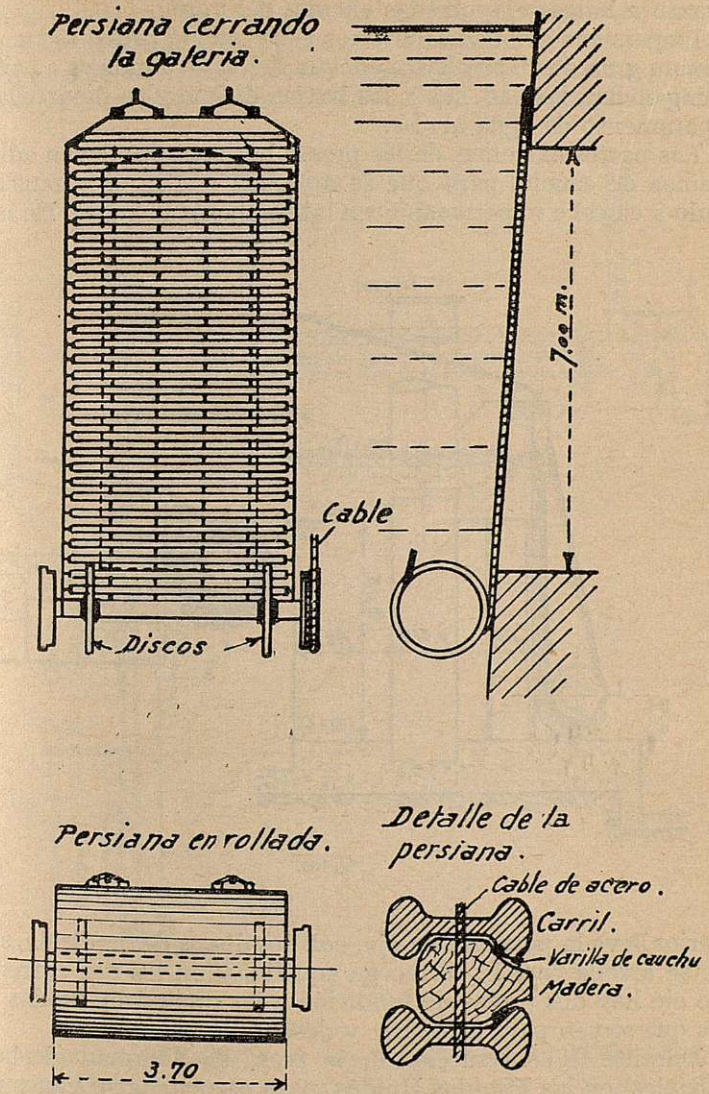


Fig. 108.

puertas, se emplean persianas que se indican en la figura 108. Cada persiana está formada por carriles de doble cabeza, alternados con piezas de madera que llevan varillas de caucho, las que hacen im-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

permeable la unión de madera y carril, estando las persianas desplegadas. Los elementos horizontales están atravesados por cuatro cables de acero, que por la parte superior se unen a dos cepos de hierro, a los que se sujetan las cadenas que en su otro extremo se enlazan a barras empotradas encima del vano.

La persiana arrollada (hay tres para toda la presa) se transporta con una grúa de 20 ton hasta encima del vano donde va a utilizarse; se enganchan las cadenas a las barras dichas y se desarrolla sobre el paramento de agua arriba.

Las partes extremas de las presas horizontales llevan adheridas láminas de caucho para que se apliquen contra el paramento labrado a cincel e impermeabilicen lateralmente el cierre. En la parte

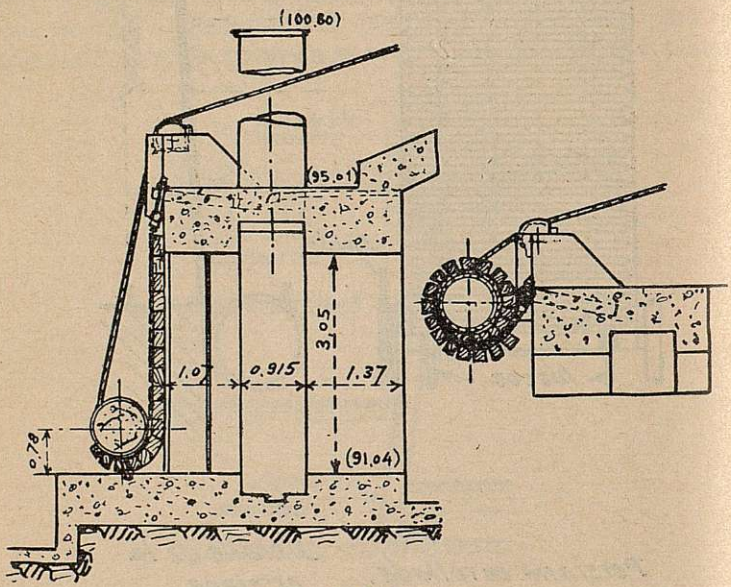


Fig. 109.

inferior lleva la persiana un eje, con dos discos de fundición, sobre el que se arrolla cuando se recoge aquélla, y en los dos extremos de este eje hay dos piezas de fundición a las que están unidos los cables que sirven para arrollarla y desenrollarla.

Durante la construcción de la presa de Sherman (de bóvedas múltiples) en los Estados Unidos, para cerrar cuatro vanos por los que pasaba el agua antes de embalsarla, se emplearon persianas como indica la figura 109 (*Le Génie Civil*, 25 de septiembre de 1926, y *Proceedings Am. Soc. of C. E.*, 1925, pág. 341). Una vez echadas las persianas se hacía el taponamiento de hormigón.

Presa de pantallas.—También en época anterior se empleó para hacer navegables tramos de río este sistema de presas, que consiste

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en sustituir las persianas del caso anterior (de la fig. 107) por diversos órdenes de pantallas sobrepuestas, que resbalan sobre los montantes verticales que forman los caballetes, situados próximamente a 1 m de distancia; también la altura de aquéllas tiene análoga dimensión, excepto las pantallas de la fila superior, que son más bajas, a fin de manejarlas fácilmente, cuando se vea que el nivel del río crece, pero no tanto que sea preciso elevar todas las pantallas.

En época reciente (véase *Le Génie Civil*, 19 de mayo de 1928) se

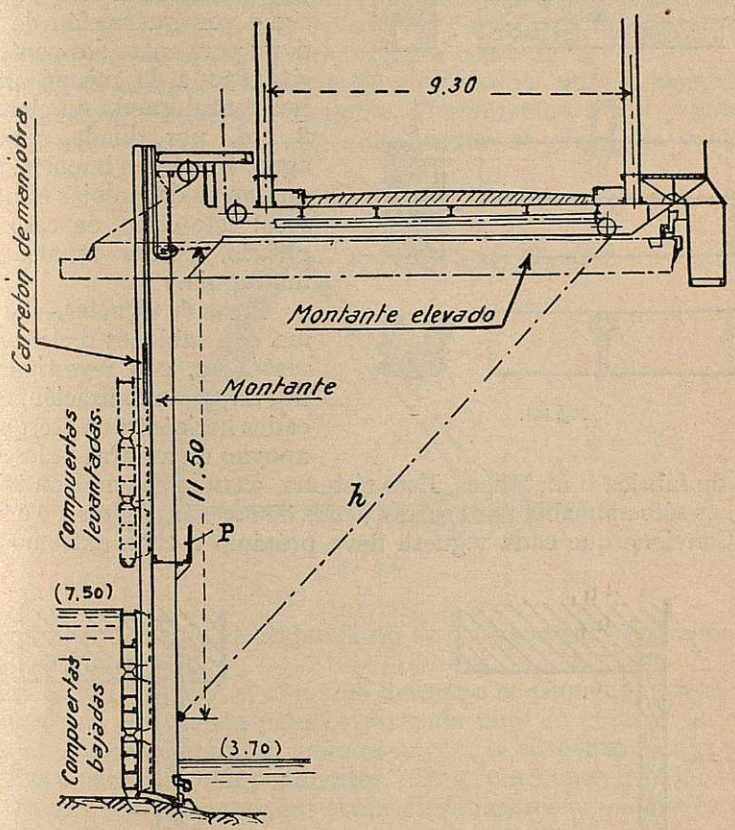


Fig. 110.

ha empleado este sistema en los trabajos de canalización del río Meuse, en Holanda, para la presa de Grave (fig. 110). Los montantes de apoyo de las pantallas distan 2,48 m y se apoyan sobre un saliente de la solera, y son móviles, para lo cual, desde la pasarela de maniobra se levanta el montante hasta que salve el resalto del umbral, y gira aquél hacia agua abajo hasta colocarse horizontal por debajo del puente. Haciendo la maniobra inversa se apoya en el resalto.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las pantallas son dos, en vertical, apoyándose sobre dos montantes. Tienen las pantallas 5,44 m de ancho y 1,60 m de altura, y llevan rodillos que ruedan sobre ranuras de los montantes. Estos rodillos no están colocados en los extremos, sino separados de éstos y distantes entre sí los 2,48 m de distancia de ejes de montantes. La impermeabilidad de apoyo de pantalla sobre pantalla (en vertical) se consigue con guarnición de madera; pero entre dos pantallas situadas a la misma altura horizontal queda un claro de 8 cm, por donde pasa el agua, lo que no importa, porque no se debe dejar el río en seco; este claro, en caso necesario, podría taparse con una aguja.

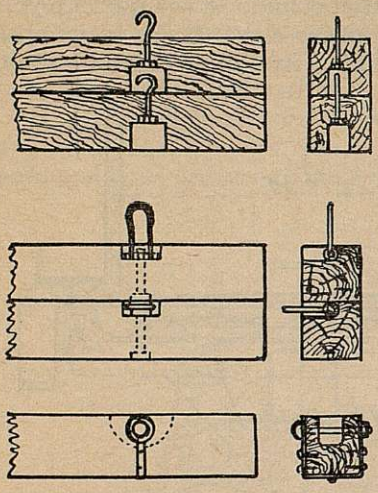


Fig. 111.

Presa de viguetas.—Se forma con tablones o elementos metálicos, con revestimiento de impermeabilización, colocados horizontalmente, que se apoyan en ranuras de los apoyos de fábrica o metálicos. Este sistema, cuando se emplean tablones, es sólo aplicable para cerrar vanos de luces inferiores a 8 ó 9 m.

Conviene que cada vigueta lleve próximo a cada extremo una

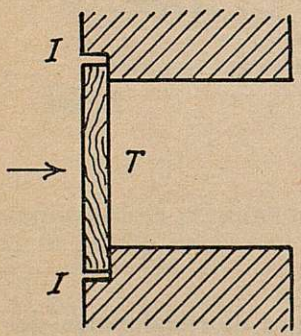


Fig. 112.

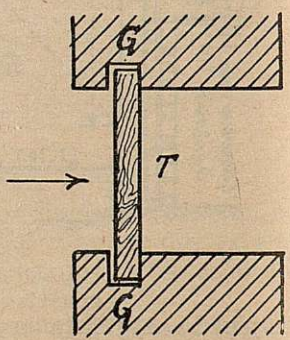


Fig. 113.

argolla o gancho que sirva para unir otro gancho o argolla de los cables que se emplean para elevar cada vigueta; por ejemplo, como indica la figura 111, que presenta tres disposiciones. Las figuras 112 y 113 se refieren a dos disposiciones de viguetas y ranuras.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El cierre de viguetas se emplea mucho para ataguiamiento provisional de vanos. Por ejemplo, en el caso de empleo de las compuertas Stoney, de que luego hablaremos, con las que se cierran vanos que llegan a luces de cerca de 30 m; para precaver el caso de tenerse que hacer alguna reparación en la solera de apoyo de las compuertas, o en estas mismas, en caso de dificultad de elevación se proveen las pilas de ranuras, y apoyadas en ellas y por medio de un torno de elevación van colocándose viguetas metálicas, con revestimiento impermeabilizador en el paramento de agua arriba y disposición de cordón de caucho o listón de madera para impermeabilizar también la unión de una vigueta con otra.

Presas de compuertas giratorias alrededor de un eje horizontal, tipos Thenard, Mesnager, Chanoine, Desfontaines, Doell y puertas americanas. — Estos son aplicables tanto al cierre de portillos

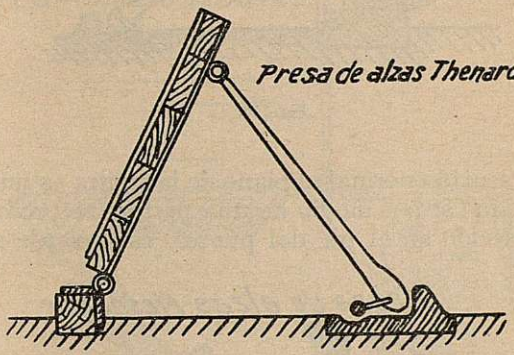


Fig. 114.

como al caso en que el atajamiento se consigue sin la división del perfil en vanos.

En el primer caso, si el ancho del vano es pequeño, puede bastar una sola compuerta para cerrar cada uno; en el segundo caso, y en el primero cuando el vano es ancho, se disponen varias compuertas o pantallas independientes, una a continuación de las otras.

Cuando estas compuertas están elevadas, forman sobre la base de la presa un paramento continuo o interrumpido por las pilas; cuando se rebaten, se colocan horizontalmente sobre la base y el agua pasa sobre ellas libremente.

La figura 114 representa la presa de alzas Thenard. El eje de rotación está en la parte inferior, fijo a un umbral de madera empotrado en la base. La figura 115, indica el sistema Chanoine, en que el eje de rotación está a una cierta altura del fondo. Esta segunda disposición permite hacer la maniobra automática, porque si el eje está situado a conveniente altura, la puerta se abate por sí, cuando el agua llega a la coronación.

En la disposición Thenard cada alza es mantenida en pie por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

un puntal articulado a ella, que en su extremo inferior se apoya en un talón de fundición saliente sobre el piso. La anchura de este ta-

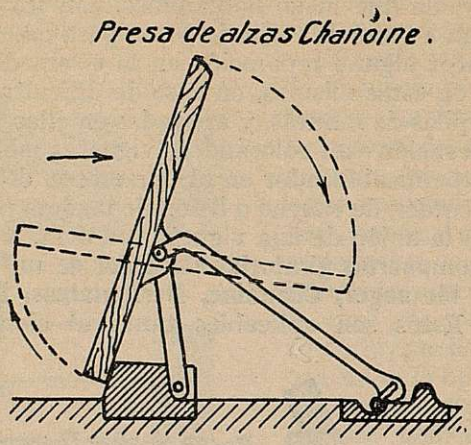


Fig. 115.

lón medido en sentido normal al plano de la figura es muy pequeña de tal manera que si por medio de una pértiga se produce un choque en tal dirección en el pie del puntal, éste pierde su apoyo y

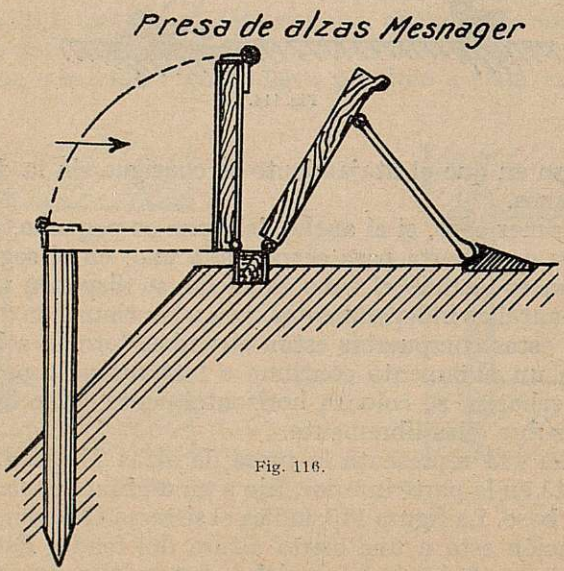


Fig. 116.

resbala sobre el piso, arrastrando a la compuerta, que se abate. La maniobra de abatir las compuertas se realiza desde la margen, ti-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

rando de un asta metálica colocada sobre el piso y provista en determinados puntos de pequeños salientes destinados a chocar sucesivamente contra los puntales mismos.

La maniobra de elevar las compuertas se realiza desde una pasarela o una barca convenientemente amarrada a una orilla, y con un garfio se coge y se levanta cada compuerta. La operación puede presentar grandes dificultades, por el esfuerzo necesario para vencer la presión del agua.

Para evitar este inconveniente, en el sistema Mesnager (fig. 116) se introdujeron las llamadas contrapuertas, que giran también alrededor de un eje horizontal situado en su pie, pero abatiéndose en sentido contrario, es decir, de agua abajo a agua arriba. Esta disposición permite el elevar las contrapuertas fácilmente y al abrigo de

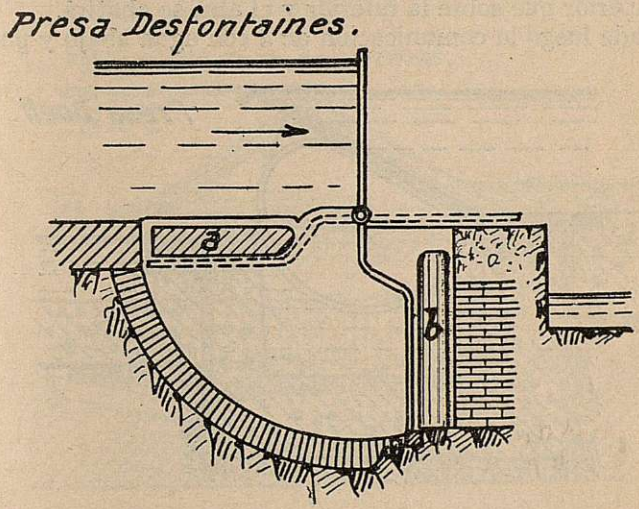


Fig. 117.

ellas elevar las compuertas; y hecho esto se abaten las contrapuertas, lo que se consigue fácilmente una vez que esté lleno de agua el espacio comprendido entre puerta y contrapuerta.

La figura 117 indica la presa Desfontaines, que consta:

1.º De una base de fábrica en la que se ha dejado una cavidad que tiene por sección un cuarto de círculo con un rectángulo agua abajo, dividido en tramos mediante diafragmas de fundición, y cerrados superiormente por medio de planchas metálicas. En estos diafragmas se dejan dos aberturas, *a* y *b*, las que separadamente pueden ser puestas en comunicación, tanto con agua arriba como con agua abajo.

2.º De una pantalla de chapa que puede girar alrededor de un eje horizontal, que divide a la pantalla o alza en dos partes, una su-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

perior plana y otra inferior de perfil curvo, como indica la figura. Cuando esta última tiene la posición de puntos, se encuentra a la altura del fondo de *a*; cuando está elevada el alza, no llega la parte curva a la abertura *b*.

Esta presa funciona del modo siguiente: las aberturas *a* y *b* dejadas en los diafragmas constituyen para toda la longitud de la presa dos conductos que pueden ser puestos en comunicación con agua arriba o con agua abajo del canal, mediante sencillas maniobras de compuertas. Supongamos el alza colocada verticalmente; la abertura *a* comunica con agua arriba y la *b* con agua abajo. La presión que se ejerce sobre la parte inferior es mayor que la que se ejerce sobre la parte superior, y el alza permanece levantada. Supongamos que la abertura *a* se pone en comunicación con agua abajo y la *b* con agua arriba; entonces se tendrá una mayor presión sobre la parte superior que sobre la inferior y el alza se abatirá.

Cerrada luego la comunicación de *a* con agua abajo y puesta en

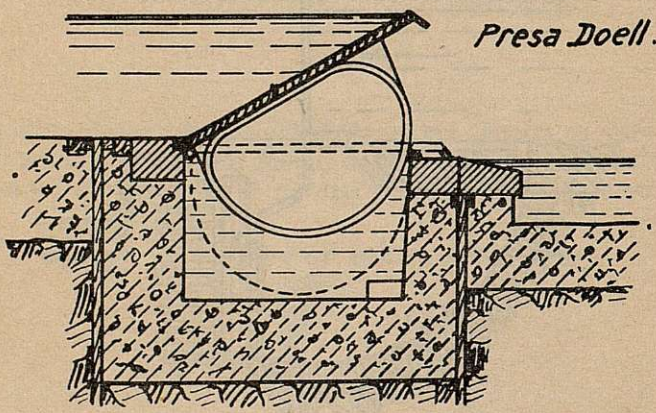


Fig. 118.

comunicación con agua arriba; puesta, además, *b* en comunicación con agua abajo, el agua empujará con más intensidad a la parte inferior que a la superior del alza y ésta se elevará.

Para el buen funcionamiento conviene que entre agua abajo y agua arriba haya una diferencia de nivel de unos 0,60 m, lo que se consigue colocándola sobre una parte fija.

Este sistema es costoso, porque la altura del remanso debida a la presa móvil es menos de la mitad de la del alza, y se requiere profundidad en la fábrica mayor que la parte inferior o culata de aquélla. Se empleó por primera vez, en 1867, en la presa de Demay y en el canal de Marne, en Francia. Se reprodujo luego en Alemania, en un cierto número de vertederos, y en 1881 sobre el río Sprée, en Charlotemburgo, para una altura de remanso de 2,80 m.

La figura 118 representa la presa sistema Doell, que consta de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

un flotador cuya cara de agua arriba la forma una pantalla que constituye el paramento de aquélla; este flotador puede sumergirse en una cavidad a propósito llena de agua. Al crecer el nivel de agua arriba aumenta la presión sobre el flotador, que se ahonda algún tanto y permite al agua excedente verter. El flotador tiene una figura conveniente para conseguir que el nivel de agua arriba quede próximamente constante, de modo que este sistema se podía colocar entre el grupo de presas automáticas. No se puede aplicar este tipo y otros análogos en corrientes que transporten mucho caudal sólido, porque en poco tiempo la cavidad quedaría llena de sedimentos.

La figura 119 representa un tipo del grupo de presas de puertas americanas. Consta de dos puertas cuyos ejes de rotación están en su borde inferior; los bordes superiores se apoyan mutuamente,

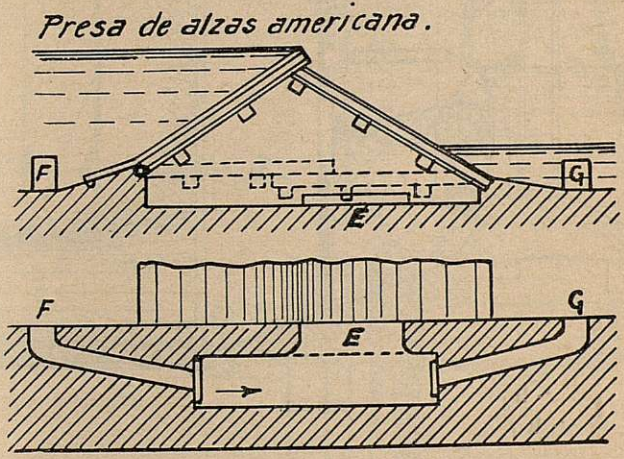


Fig. 119.

como indica la figura. Cuando la presa está abatida, quedan las puertas en la posición indicada de puntos. La capacidad que queda debajo de las puertas puede ponerse a voluntad en comunicación con agua arriba por el conducto *F*, o con agua abajo por el conducto *G*, manejando sencillas compuertas. Para elevar la presa, se abre la compuerta *F* y se cierra la *G*. Cerrando la *F* y abriendo la *G* se abate el alza.

Hay que disponer de una diferencia de presión, que puede ser de pocos centímetros, entre agua arriba y agua abajo para que pueda funcionar esta presa.

De este sistema hay otros tipos más complicados, que no describimos. Cuando tratemos del grupo de presas automáticas daremos un tipo análogo de esta clase.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presas de compuertas Taintor (fig. 121).—Consisten en una estructura metálica que en conjunto tiene la forma de un sector de cilindro recto con generatrices horizontales, apoyando una generatriz extrema en el umbral y la otra formando la coronación de la compuerta.

La superficie cilíndrica forma el paramento en contacto con el agua y consiste en un revestimiento de tablazón de madera o plancha metálica.

Es condición característica de estas compuertas y en ella estriba su diferencia con las de sector propiamente dichas, que el eje

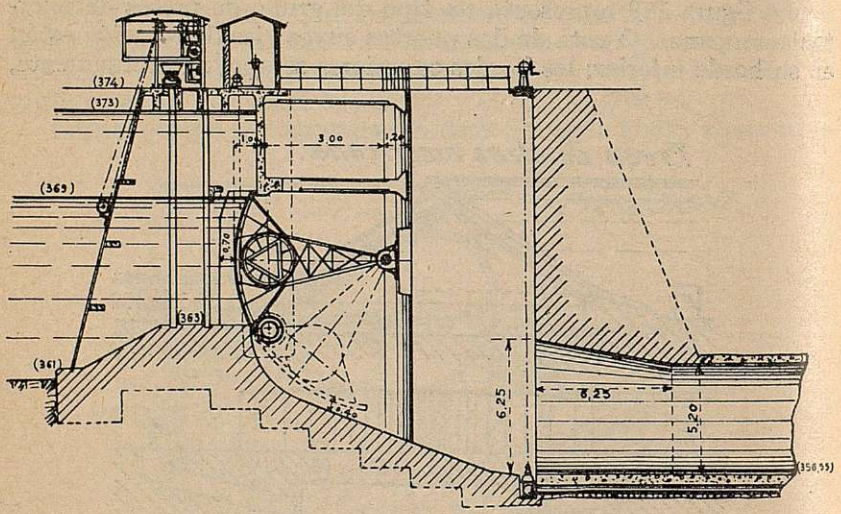


Fig. 121.

de giro del sector quede por encima del nivel de agua abajo; es decir, que el desagüe se verifica por debajo del eje, el que nunca queda inundado.

La figura 120 representa una de las compuertas Taintor que coronan la presa de Great Falls, en el río Tenesse (E. U.), que cierran vanos de 7,50 m de luz y pueden producir una elevación de nivel de agua en el embalse de 5,20 m. La impermeabilización en el umbral se consigue con el simple apoyo del borde inferior de la compuerta (formado por un palastro roblonado a un hierro en U) sobre un talón de madera empotrado en dicho umbral (detalle *B*). La impermeabilización lateral (detalle *A*) se obtiene por medio de dos tiras de caucho unidas por uno de sus bordes.

Corrientemente estas compuertas Taintor se levantan para desaguar, es decir, que el agua pasa por entre la abertura que queda entre el umbral fijo y el borde inferior.

Pero en algunos casos las compuertas se bajan para el paso del

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

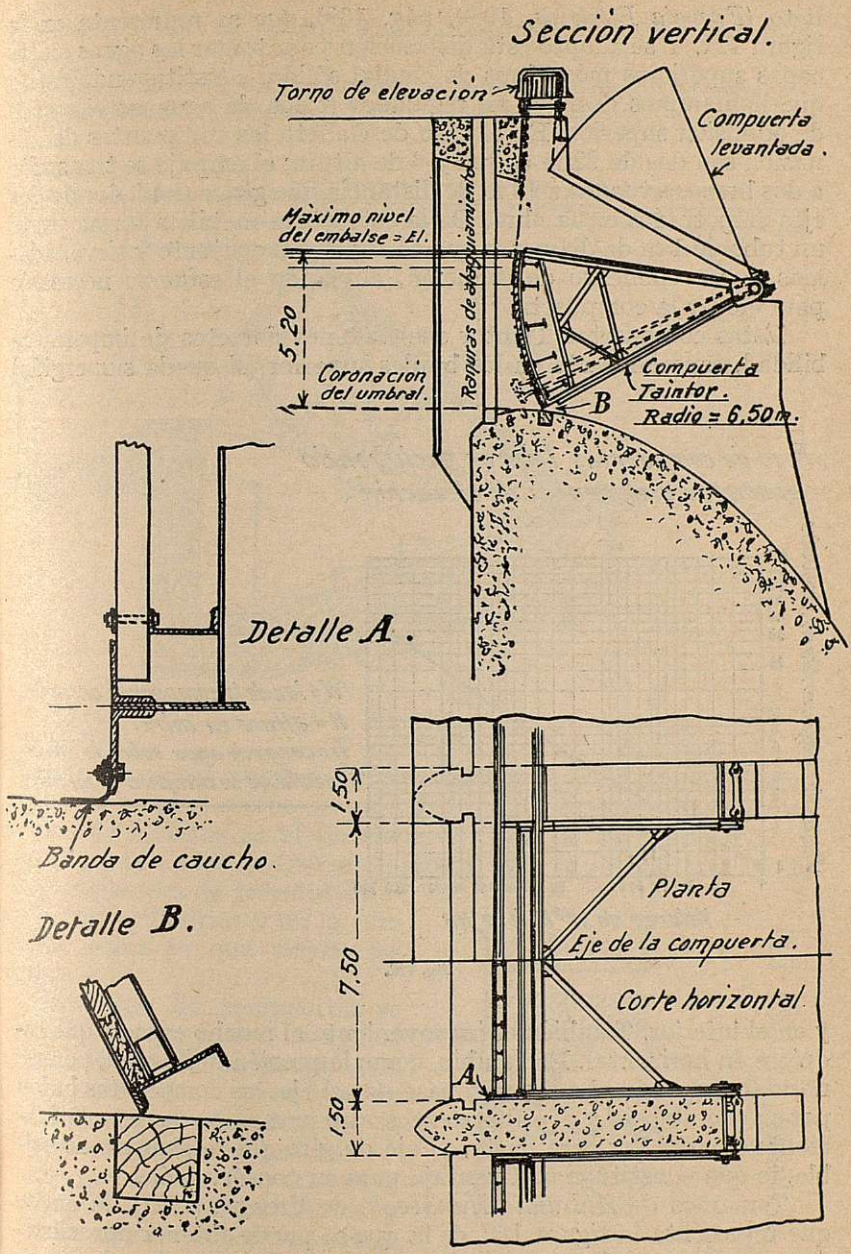


Fig 120.

agua, volcando ésta por encima de su borde superior, por el hueco que queda entre éste y el dintel de la abertura. Este es el caso de las colocadas en la admisión de agua al canal de la instalación de Ga-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

lleto (*Energía Eléctrica*, 1929, pág. 139), que se representa en la figura 121. Y se adoptó esta disposición para tomar las aguas en las capas superiores más libres de caudal sólido, constituyendo así lo que llamaremos después un regulador (toma de agua en el canal) de admisión superior. En el caso de Galleto las compuertas de admisión son dos de 22 m de luz y 6 de altura; el empuje se transmite a dos brazos situados a 13 m de distancia que giran alrededor de dos ejes empotrados en la obra. De la estructura metálica forma parte un tubo de 1 m de diámetro que da rigidez al conjunto y sirve, además, como elemento de flotación, aliviando el esfuerzo necesario para elevar la compuerta.

Estas compuertas Taintor suelen tener defectos de impermeabilidad, especialmente en los bordes superior (si queda sumergida)

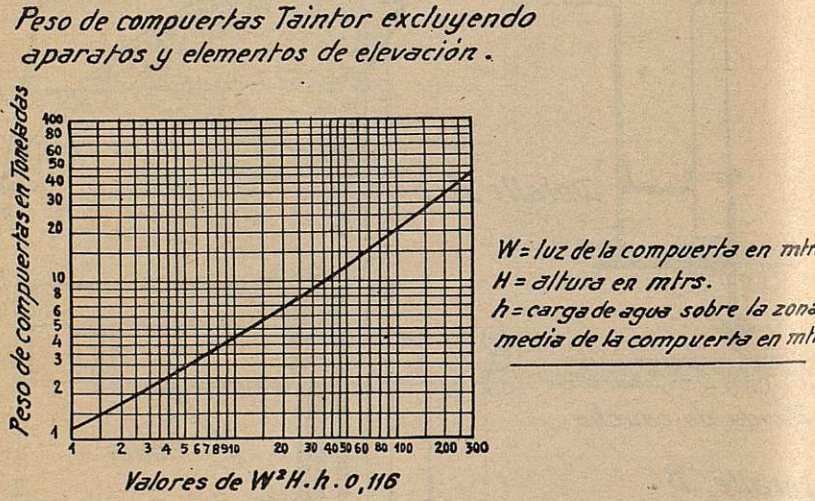


Fig. 122.

y en el inferior. También es inconveniente el mucho espacio que requiere en horizontal. En cambio, como la presión hidráulica, por ser normal al paramento circular, pasa por el eje, las compuertas bajan por su propio peso y el esfuerzo necesario para elevarlas es relativamente escaso. Por otra parte, el eje de giro queda siempre accesible, lo que constituye una ventaja para su conservación.

Tomamos de *Hidraulic Handbook*, de Creager (1927), la curva que representa la figura 122, de la que se puede obtener aproximadamente el peso de una compuerta en toneladas (ordenadas), entrando con abscisas que representa el valor $0{,}116W^2Hh$, en que W es el ancho de la compuerta en metros; H su altura y h (también en metros) la carga de agua sobre la generatriz media de la zona cilíndrica del paramento de agua arriba. Con esta curva y obtenido el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

peso aproximado se puede, en un anteproyecto, deducir el coste de la compuerta.

Algunos autores, a las compuertas Taintor las llaman de segmento.

Compuertas de sector.—La sección transversal es, como las

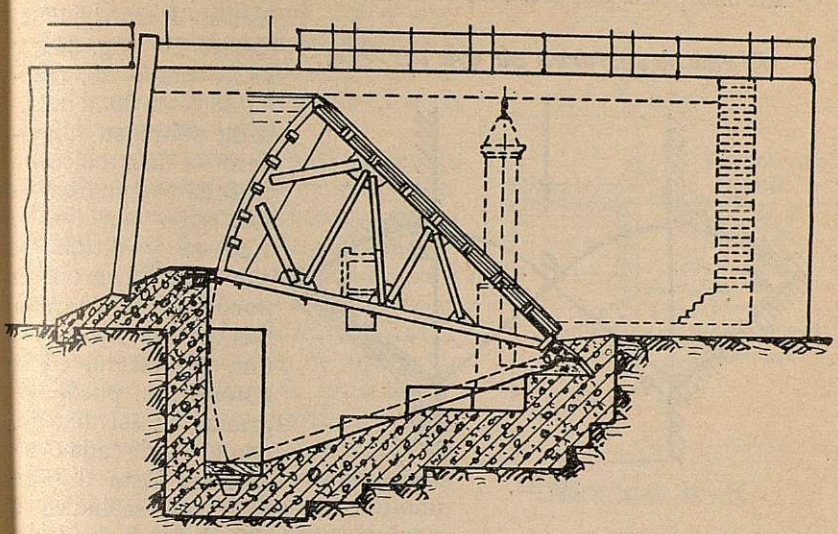


Fig. 123.

Taintor, un sector circular, diferenciándose de éstas en que el agua se evacua sobre el sector y su eje. La figura 123 representa un caso de empleo de éstas en el río Genesse, cerca de Rochester (E. U.), con 30 m de ancho y 4,80 m de altura. Son de estructura metálica, con plancha de revestimiento en la parte cilíndrica y en la cara radial, sobre la que corren las aguas.

Este tipo de compuertas se abaten para dar paso a las aguas, quedando alojadas en una cámara.

De esta misma clase son las colocadas en el aliviadero de la presa de Camarasa y en la coronación de la de San Lorenzo, ambas de la Sociedad Riegos y Fuerzas del Ebro. De la primera nos ocuparemos al tratar de las compuertas automáticas.

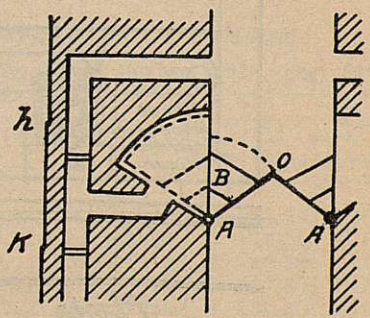


Fig. 124.

Presas de compuertas giratorias alrededor de un eje vertical.—Algunas veces se han empleado este tipo de cierres para admisión de agua en los canales (figuras 124 y 125). El primero se maniobra por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

presión hidráulica, determinada por una diferencia de nivel entre agua arriba y agua abajo de la compuerta, dirigiendo la entrada del agua en los canalillos o conductos auxiliares que se indican en la figura.

En una presa importante, la de Exchequer (E. U.) (*Engineering News - Record*, 1926, agosto 26, pág. 344; y 1925, mayo 28, página 880), de 99 m de altura, sobre su aliviadero se han colocado catorce compuertas de este tipo con luz de 7,20 m y altura de 4,20 m. Se manejan por motor de 20 caballos que, corriendo por una vía lateral en la coronación, puede engranar, sucesivamente, con el eje de cada compuerta. Esta disposición, que se indica en las figuras 126 y 127, permite la fácil evacuación de los hielos y demás cuerpos flotantes.

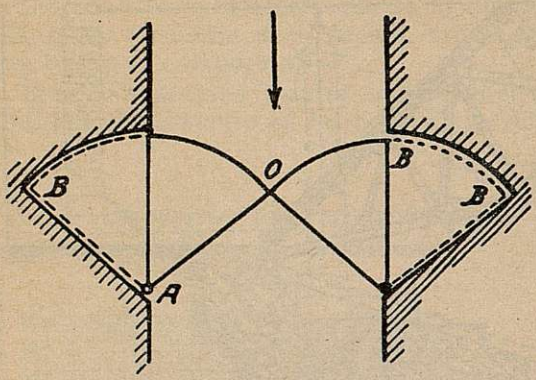


Fig. 125.

Presas cilíndricas o de tambor.—Consisten esencialmente en un

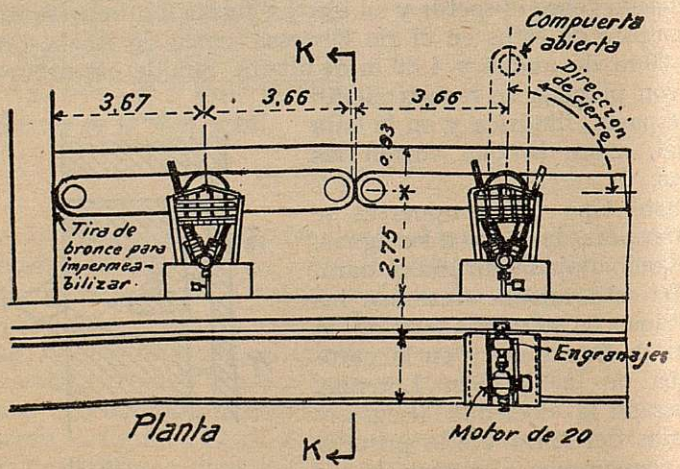


Fig. 126.

tambor cilíndrico de longitud igual a la luz del vano a cerrar, que colocado en éste permite elevar el remanso en altura igual a su diá-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

metro (fig. 128) o en mayor que éste, cuando se le agregan al cilindro aditamentos o salientes como indica la figura 129.

Este tambor tiene en sus extremos dos ruedas dentadas que engranan en dos cremalleras con inclinación de 45º o menor sobre la vertical, puestas en rebajos de las pilas. En uno o en ambos extremos lleva el tambor una polea acanalada en la que se arrollan cables o cadenas que, accionadas por uno o dos tornos fijos en la parte alta de la orilla, elevan aquél.

El tambor lleva un burlete fijo de madera o bronce en la generatriz de contacto con el umbral, con fin impermeabilizador. La impermeabilidad lateral se consigue con bandas de cuero o caucho que lleva el tambor y se aplican sobre el estribo. Para evitar la tendencia a la flotación de aquél, va agujereado en su cara de agua abajo.

Este tipo de compuertas se adapta a grandes luces y poca altura de elevación de remanso conseguido con ellas. Con la mayor luz se economizan pilas, y ello es una ventaja cuando la cimentación es difícil. Además, dicho mayor ancho del vano facilita en los países fríos el paso de los cuerpos flotantes. En Alemania, especialmente, y en los Estados Unidos, Finlandia, Suecia y Noruega han tenido un frecuente empleo.

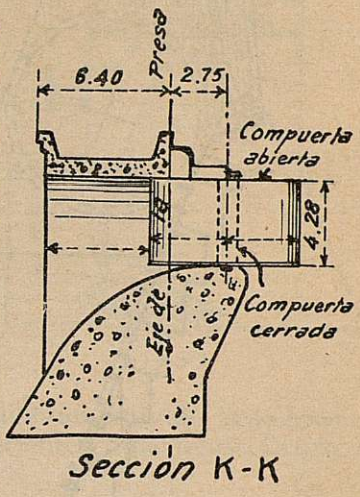


Fig. 127.

A continuación damos un estado de las mayores compuertas empleadas hasta el día, y en él se verá que se ha llegado en Raanaasfos (Noruega) a luz de 43 m con altura de 6,40 m.

RELACION DE GRANDES COMPUERTAS DE TAMBOR

(Tomada de «Engineering News-Record», 29 de novbre. 1928, pág. 810)

INSTALACION	PAIS	Año	Núm. de comps.	Luz — Metros	Altura — Metros
Raanaasfos	Noruega	1919	1	43,25	6,40
Forshuvud	Suecia	1917	2	16,70	8,70
Solbergsfos	Noruega	1919	3	19,70	8,60
Wamma	Idem	1913	1	27,50	3,45
Kleinwallstad	Alemania	1926	3	34,50	5,70
Viereth	Idem	1922	2	29,50	5,90
Long Lake	Estados Unidos	1910	2	30,00	5,70
Bellow Falls	Idem	1928	2	35,40	5,40
Trasquilla	Méjico	1911	1	24,00	3,54
Trollhatan	Suecia	1907	2	19,70	3,90
Saint Julien	Francia	1907	1	30,00	3,00

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

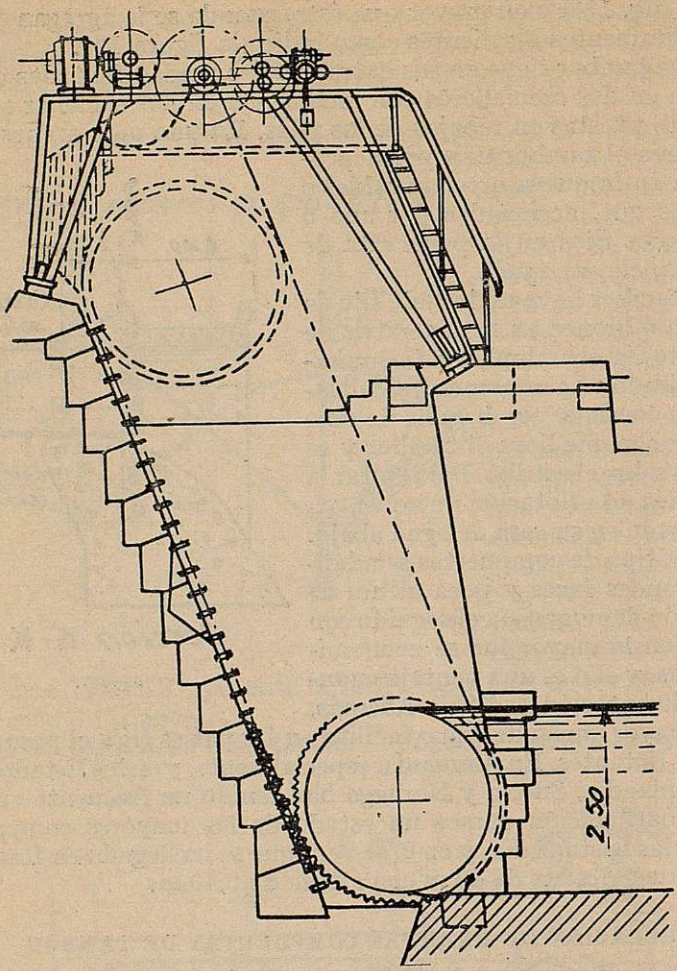


Fig. 128.

No conocemos en España más que un modesto ejemplo de esta clase de compuertas, en la instalación del salto de Gándara (Santander): luz, 11,50 m; altura, 0,50 m.

Presas de compuertas Stoney.—Esencialmente consisten en tableros metálicos que cierran el espacio entre pilas y que se elevan por medio de tornos que accionan dos cables para cada compuerta. Estas resbalan sobre ranuras practicadas en las pilas o estribos, por el intermedio de trenes de rodillos que se llaman *los Stoney*. La disposición de éstos se indica en el croquis de la figura 130; de modo que la compuerta lleva en cada borde vertical un camino de rodadura fijo a la compuerta y que, por lo tanto, se mueve con ella. Este ca-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mino de rodadura se apoya sobre el tren de rodillos, y éstos ruedan sobre otro camino de rodadura fijo a las ranuras del estribo. A fin de que la compuerta tenga una rodadura perfecta sobre el tren de rodillos, éste queda provisto de una polea superior de suspensión, por la que pasa un cable que por un extremo está unido a un punto fijo y por el otro lo está a la compuerta; de modo que el tren de rodillo se desplaza verticalmente la mitad del recorrido de la compuerta, desplazamiento que corresponde a la rodadura perfecta de la compuerta sobre el tren.

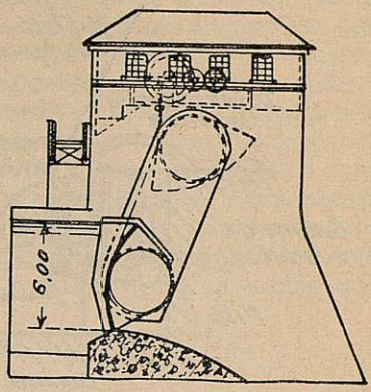


Fig. 129.

En algunos casos, para facilitar la elevación disminuyendo el esfuerzo necesario para ello, los extremos de los cables elevadores van provistos de contrapesos que equilibran parte del peso propio de las compuertas. En instalaciones recientes, como las del Carpio y

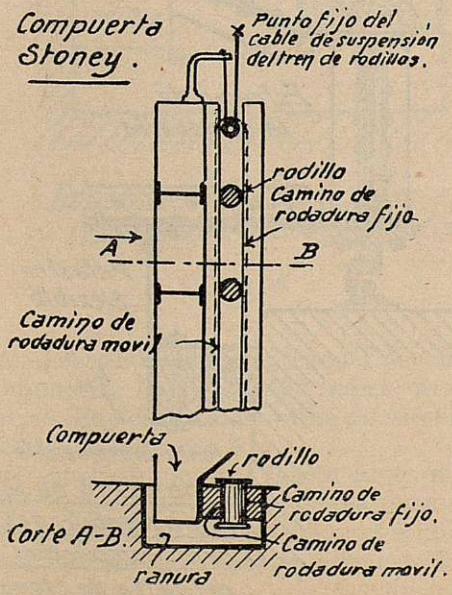


Fig. 130.

Mengíbar, en España, se ha prescindido de ellos, porque de todos modos la potencia de los motores hay que calcularla para el esfuer-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

zo máximo en el arranque, y porque, además, en una posición intermedia en que el peso de las compuertas y el de los contrapesos se

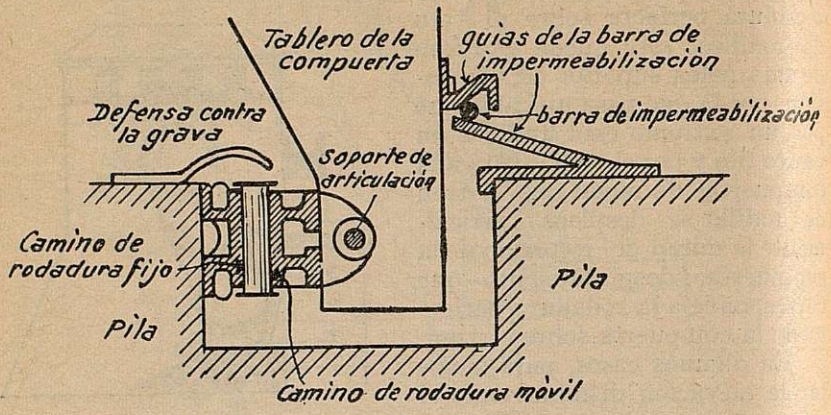


Fig. 131.

equilibra, aquéllas quedan expuestas a muchas vibraciones. No obstante, la casa Ransomes & Rapier, de Londres, especialista en esta

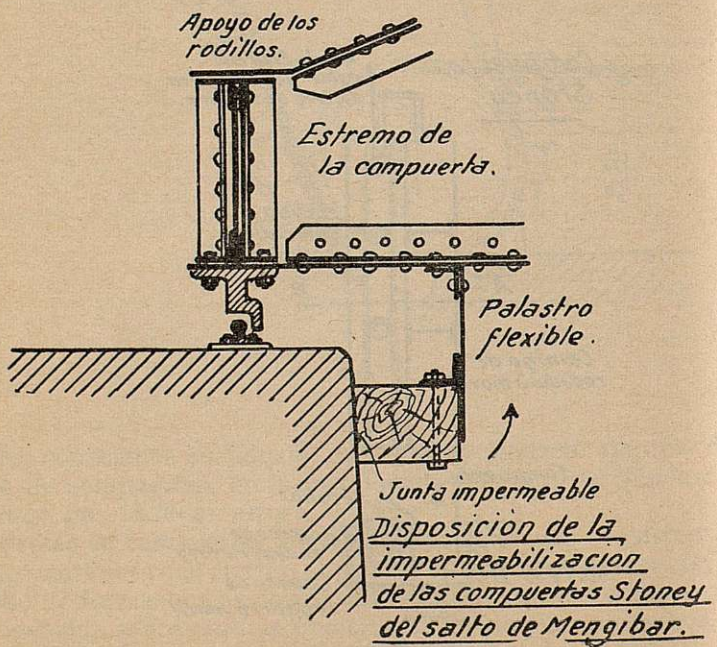


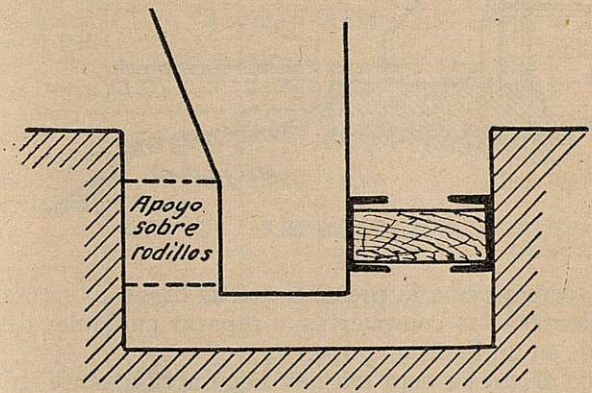
Fig. 132.

clase de construcciones, continúa usando contrapesos, y así los ha proyectado para la presa del Salto de Millares sobre el Júcar (de la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Hidroeléctrica Española), como las construyó para las de Serós (sobre el Segre, de la Sociedad Riegos y Fuerzas del Ebro).

La impermeabilización de la solera se consigue sencillamente proveyendo el borde inferior de la compuerta de un tablón que se apoya sobre el umbral liso del vano. Las pequeñas filtraciones que aún puedan quedar se anulan echando material menudo, como carbonilla, arena, etc., agua arriba. Para conseguir la impermeabilización de los bordes laterales se han empleado diversas disposiciones. La figura 131 representa una empleada en las instalaciones de Chevres y Tuilliere, en Francia, y Serós (España); y consiste en unas guías, fija una al estribo y otra a la compuerta, que dejan entre sí un espacio muy pequeño al que se aplica una barra de impermeabilización que se mueve unida a la compuerta. La figura 132 indica la disposición empleada en Mengíbar, consistente en un tablón que



Impermeabilización de las Compuertas Stoney de el Carpio.

Fig. 133.

se aplica sobre el estribo y sostenido aquél por un palastro flexible unido a la compuerta. La figura 133 indica otra disposición aplicada en El Carpio (España) y en la presa de August y Wyhlen, entre la margen suiza y alemana del Rin.

No siempre estas compuertas llegan hasta el fondo del cauce. Corrientemente, como pasa en las instalaciones últimamente citadas y en la de Mengíbar, se apoyan sobre el umbral levantado, formando un azud fijo. De modo que en este caso los azudes o presas son mixtas.

Las pilas, cuando el umbral sobre que se apoyan las compuertas, queda elevado sobre el cauce del río, como últimamente hemos indicado, agua arriba de las ranuras correspondientes a las compuertas, van provistas de otras ranuras, en las que, en caso necesario,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

se colocan viguetas armadas que tienen revestimiento de agua arriba impermeable y que forman ataguía para poder cerrar el paso al agua y verificar alguna reparación en las compuertas. Cuando el umbral de éstas queda a nivel del cauce o poco elevado respecto a éste, entonces las ranuras de ataguiamiento existen también agua abajo de las compuertas, como pasa en la presa de Beaumont-Monteux, sobre el Isere (Francia), y en Chancy-Pougny, sobre el Ródano (fig. 137), en la frontera francosuiza. Así, ataguiando agua arriba y agua abajo y agotando con una instalación de bombas, que, a veces, como en

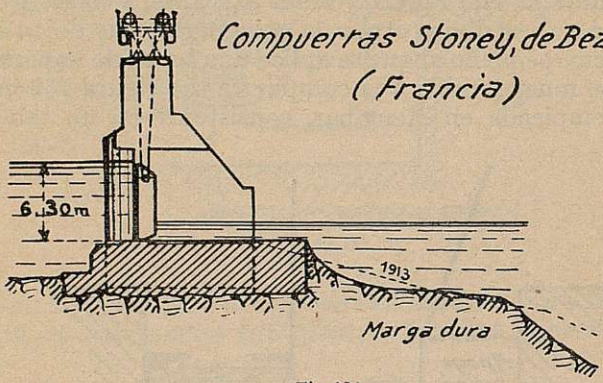


Fig. 134.

Beaumont, acompaña a la presa, se puede dejar en seco el espacio correspondiente a las compuertas y reparar cualquier desperfecto de éstas o de su umbral de apoyo.

Este tipo de presas está muy en boga actualmente en los casos en que se quiera obtener un remanso de nivel sensiblemente constante, y cuando el río arrastre mucho caudal sólido. Podemos citar entre otros muchos los siguientes ejemplos, en que indicamos las luces y altura de las compuertas:

Designación de la instalación	Año	Núm. de comps.	Luz — Metros	Altura — Metros	Ancho de pilas	Observaciones
Chèvres, sobre el Ródano (Suiza)	1896	6	10,00	8,00	3,00	Contrapeso.—Un solo tablero.
Beznau, sobre el Aar (Suiza)	1902	7	15,00	6,30	3,00	Idem íd. (fig. 134).
Kallnach, ídem	1913	5	10,00	8,40	3,10 4,10 2,20	Contrapesos.—Dos tableros en vertical, deslizantes.
August-Wyhlen (Suiza-Alemania)	1912	10	17,50	9,00	3,70	Sin contrapeso.—Dos tableros, el superior giratorio (figura 135).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Designación de la instalación	Año	Núm. de comps.	Luz — Metros	Altura — Metros	Ancho de pilas	Observaciones
Tuillière (Francia)	1909	8	10,00	13,00	3,00	Contrapeso.—Un solo tablero.
Beaumont - Monteux (Francia)			17,50	10,00		
Rheinfelden (Alemania)			22,50	1,50		
Laufenbourg, sobre el Rin	1914	4	17,30	16,00 13,50	4,50	Sin contrapeso.—Dos tableros deslizantes.
Eglisau, ídem	1920	6	15,50	11,70	4,30	Idem íd.
Olten Goesgen, sobre el Aar	1917	5	15,60	6,10	3,00	Idem íd. (fig. 136).
Chancy-Pougny, sobre el Ródano		4	12,00	11,00	3,50	Idem íd. (fig. 137).
Kembs, sobre el Rin, en proyecto, 1926.			30,00	11,50	5,00	Idem íd.
Faal, sobre el Drave.	1918	5	15,00	15,50	4,50	Idem íd.
Menglbar, sobre el Guadalquivir			10,00	8,50		Sin contrapeso. — Un tablero.
Carpio, ídem		6	12,50	8,50		Idem íd. (fig. 138).
Vaal River (Africa del Sur)	1920	36	9,75	7,62	2,44	Contrapeso.—Un solo tablero.
Wilson, sobre el Tennessee N. A.	1925	58	14,40	5,40	2,50	Sin contrapeso.—Un tablero.
Conowingo, sobre el SusquehannaN.A.	1925	50	11,60	6,55		Sin contrapeso.—Un tablero.
Dieper (Rusia)	En constr.	25	24,00	9,00		
Gatun (Panamá)			14,30	5,80		Contrapeso.—Un tablero.
Burma, sobre el Moo.		4	12,19	3,35		Contrapeso.—Un tablero.
Strekov (Checoslovaquia), sobre el Elba	1926	4	24,00	9,30		Dos tableros.
Hindia, sobre el Eufrates	1913	38	5,00	2,50	1,50	Dos tableros.
Burguillo, sobre el Alberche (España)	1930	3	10,60	7,50		La central con alza móvil automática.
5 fresas del Escalda (Holanda)	1924	1	18,00	3,83		
Simme (Suiza)		4	3,75	2,20		Alza móvil.
		1	7,00	7,00		Un tablero.
Pont de Claix (Francia), sobre el Isere.		1	16,00	5,00	2,50	Dos tableros.
Catawba (Norte América)	1927	11	13,50	9,00	3,00	Un tablero.
Keokuk, sobre el Mississipí (Norte América)	1913	119	9,00	3,30	1,80	Un tablero.
Pontecosi (Italia)	1927	7	4,00	2,90	2,80	Un tablero.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Designación de la instalación	Año	Núm. de comps.	Luz — Metros	Altura — Metros	Ancho de pilas	Observaciones
Martin (Norte América)	1926	20	9,00	4,80		Un tablero.
Guernesey (Wyom), Estados Unidos	1927	2	7,80 16,40	6,00 15,00		Inclinada 45° (*Engineering News-Record*, 16 febr. 1928. Con contrapesos.—Un solo tablero).
Alcalá del Río, sobre el Guadalquivir	En constr.	8	15,00	8,50		Un tablero.
Serós, sobre el Segre		3 6	8,00 3,40	3,50 5,00	2,00 1,20	Con contrapeso.—Un solo tablero.
Millares, sobre el Júcar		4	16,00	8,00	4,00	Con contrapeso.—Un solo tablero.
Cortijo, sobre el Ebro	1928	7	15,00	5,00	3,00	Sin contrapeso.—Un solo tablero. (*Ingeniería y Construcción*, dicbr. 1929).
Calderwood	1931	24	7,80	6,00		Un solo tablero (*Engineering News-Record*, 1931, pág. 754).

Las compuertas Stoney, como se puede ver en el cuadro anterior, están formadas por un solo tablero, o por dos. En este último caso, el tablero superior, que siempre tiene menos altura que el inferior, puede ser, como en August-Wyhlen (fig. 135), giratorio alrededor de su borde inferior o deslizante sobre otro plano de deslizamiento contiguo al del tablero inferior, como en Olten Goesgen (figura 136), Chancy-Pougny (fig. 137). Esta división en dos tableros complica la construcción, los mecanismos elevatorios y el sistema de impermeabilización, todo lo que redunda en aumento del coste. Pero, en cambio, posee la ventaja de no ser necesaria la elevación de toda la compuerta, bastando sólo actuar sobre el tablero superior para dar paso a las riadas ordinarias; da también posibilidad de evacuar los cuerpos flotantes sin elevar toda la compuerta; y cuando por la cuantía de la riada no se requiera la apertura total de aquélla, al ser de un solo tablero, el agua, saliendo a gran velocidad por su borde inferior, tendrá mucho poder erosivo, mientras que existiendo dos tableros, parte del agua puede salir por la abertura entre el borde inferior y el umbral de la fábrica, y parte en vertedero por el borde superior del primer tablero, y con el choque de las dos corrientes se amortigua la velocidad resultante y se disminuye el poder erosivo.

Procediendo así, en la instalación de Olten Goesgen, en que el umbral y pilas están asentados sobre grava con profundidad del rastrillo de agua abajo (fig. 136) de 9,50 m, las socavaciones en el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cauce llegaron sólo a 2,50 m, quedando un resguardo en el rastrillo de 7 m. La figura 139 indica las diferentes posiciones de los dos tableros de compuertas en la instalación de Olten Goesgen. En la I toda el agua va por el canal. En la II está bajada la parte superior, dejando libre la totalidad de la sección de vertedero sobre el tablero inferior, siendo posibles todas las posiciones intermedias con el fin de dejar fijo el nivel del remanso. Si aún se necesitase dejar pasar más agua, se continúa maniobrando el torno en el mismo sentido, para elevar conjuntamente los dos tableros, arrastrando el superior al inferior, en virtud de un tope, pudiendo quedar las compuertas como indica la posición III. Es posible

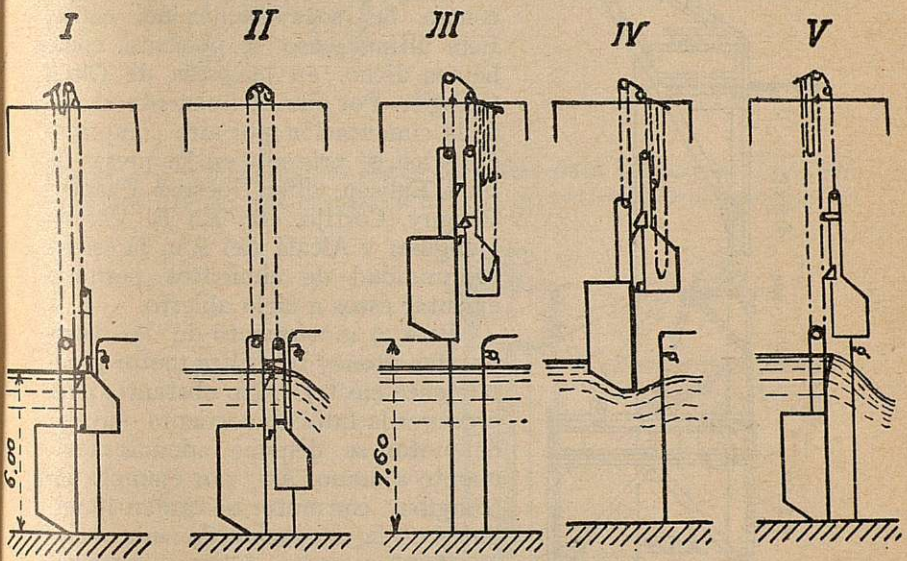


Fig. 139.

elevar las dos compuertas a la vez, como indica la posición IV, sin bajar antes la parte superior. Esta maniobra se efectúa de tiempo en tiempo para determinar cortas purgas y conservar en buen estado la movilidad de las compuertas y prevenir sedimentaciones. La posición V es excepcional y se obtiene para revisar la compuerta superior.

El detalle de la descripción de compuertas e instalación general de Olten Goesgen, puede verse en el folleto *L'Usine hydroelectrique*, de Goesgen (edición especial de artículos del *Schweizerische Bauzeitung*, de Zurich). Así como lo referente a la instalación de August-Wyhlen en otros folletos *Die Wasserkraftanlage August-Whylen*, de la misma revista. La central de Chancy-Pougny aparece descrita en *Le Génie Civil* del 5 de junio de 1924. La de Beaumont-Monteux, en *La Houille Blanche*, 1923, noviembre-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

diciembre, pág. 201, y *Le Génie Civil*, pág. 169 de 1922. La descripción de las compuertas del salto del Cortijo (España) se ha publicado en la revista *Ingeniería y Construcción*, diciembre 1929, pág. 621, y marzo 1930, pág. 113.

La instalación de estas compuertas Stoney corresponde casi siempre a saltos de escasa altura en zonas de valle, siendo corriente que la cimentación de pilas y estribos haya que buscarla a bastante profundidad, ya para unirla a terreno impermeable, ya para, en el caso de apoyo sobre gravas, dejar la obra protegida contra las socavaciones del cauce. Este último caso se presenta, como hemos dicho, en la presa de Olten Goesgen. Por ello es frecuente el uso de la cimentación por aire comprimido, y así se procedió en las presas de Faal, Eglisau, Olten Goesgen, Chancy-Pougny, Cortijo, etc. En El Carpio, Mengíbar y Alcalá del Río, la escasa profundidad de cimientos permitió ejecutar éstos a cielo abierto.

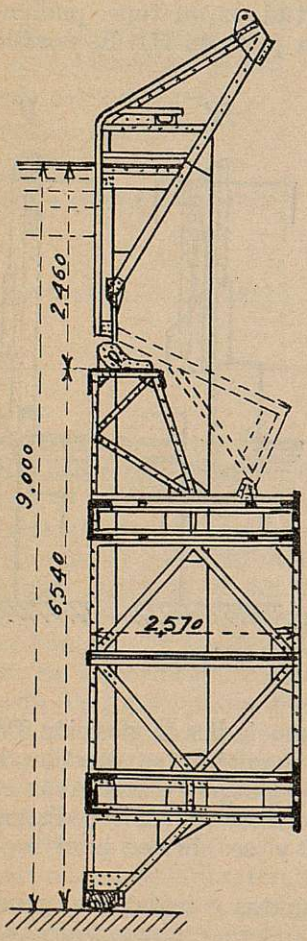


Fig. 135.

Para el movimiento de las compuertas Stoney se utiliza motor generalmente eléctrico. No obstante, para precaver la falta de corriente o avería del motor, se dispone además movimiento a mano. Así, por ejemplo, en Mengíbar, con motor, se tardan 40 minutos en la elevación de una compuerta, y a mano, 5 horas y media. En Tuilliere, la velocidad de elevación es de 0,10 m por minuto, con motor, y de 0,03 m, a mano. En el Carpio la velocidad con motor es de 0,30 m por minuto.

Las figuras 134 y 140 representan croquis de las compuertas de Beznau y de Faal, respectivamente.

La revista *Engineering News-Record*, en 31 de diciembre de 1925, da un gráfico y fórmulas para hallar el peso de una compuerta Stoneyen un anteproyecto. Pasadas a medidas métricas, las tres fórmulas son:

$$W = P(48,1 + 8,767L) \quad \text{Criterio máximo}$$
$$W = P(24,051 + 7,891L) \quad \text{Criterio medio}$$
$$W = 6,996LP + 7LP \quad \text{Criterio mínimo}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Siendo L la luz en metros, W el peso en kilogramos y P el producto de la luz, por la altura y por la carga media de agua sobre la

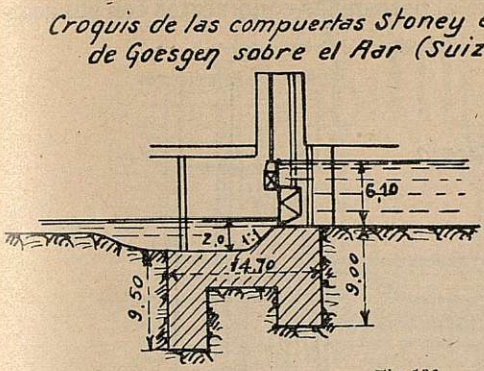


Fig. 136.

compuerta. Comprobadas estas fórmulas para bastantes ejemplos, podemos limitar sus campos e indicar que el *criterio máximo* se re-

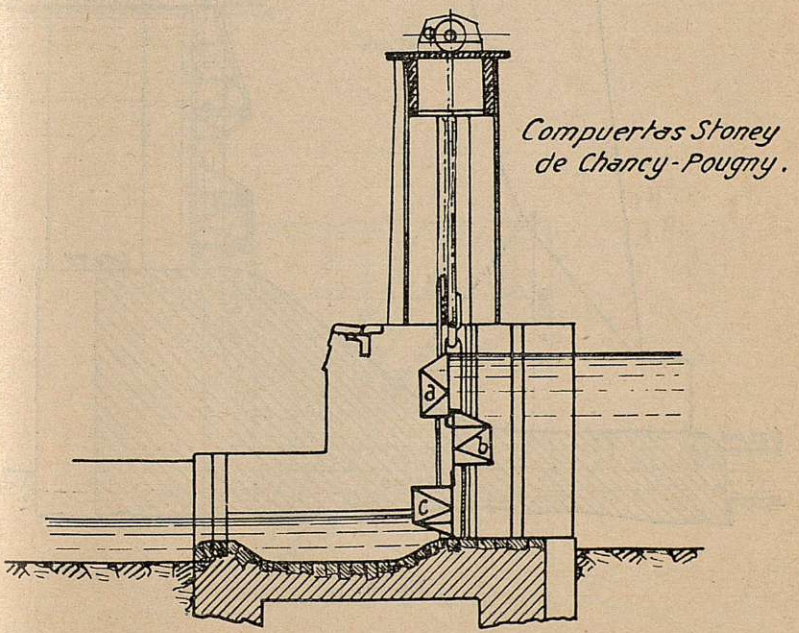


Fig. 137.

fiere al peso de las compuertas con contrapeso hasta unos 10 m de luz; compuertas con alza móvil, o normales, teniendo en cuenta el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

peso de todos los accesorios y el esfuerzo necesario para vencer todas las resistencias menos el peso de agua que insista sobre la compuerta.

El *criterio medio* se refiere al peso de las compuertas con sus acce-

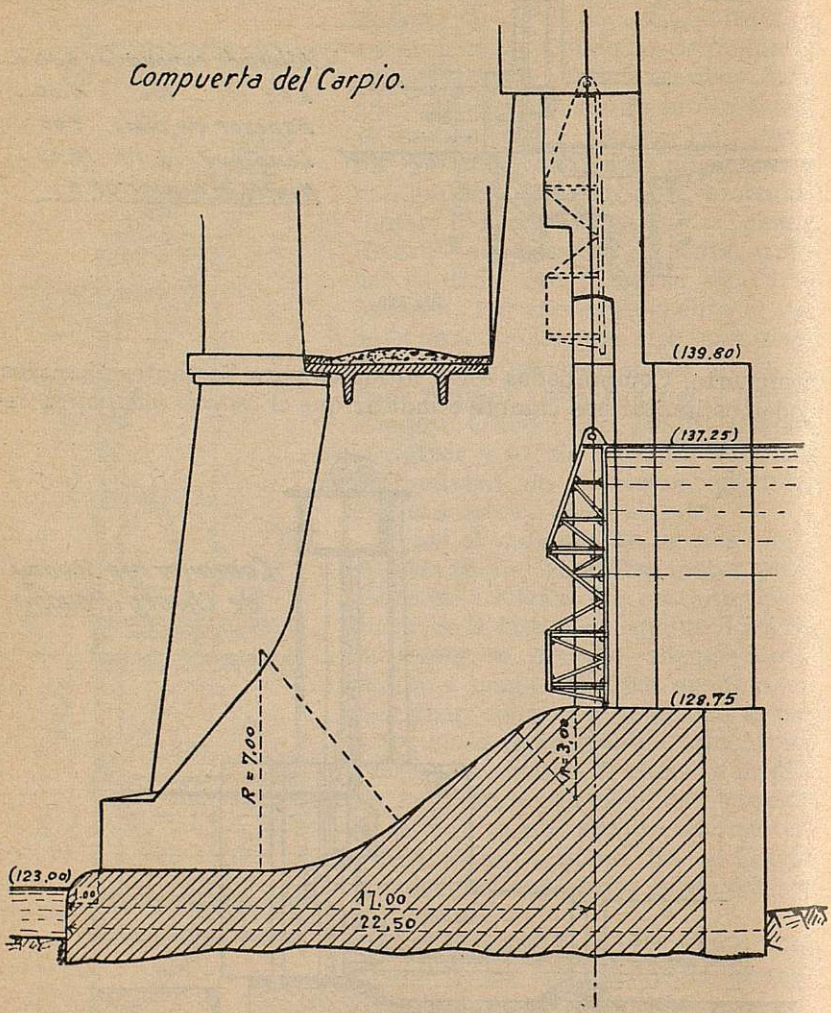


Fig. 138.

sorios, pero sin considerar el margen de resistencias accidentales.

Y el *criterio mínimo* se refiere al peso limpio de las compuertas, sin accesorios y sin considerar resistencias.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

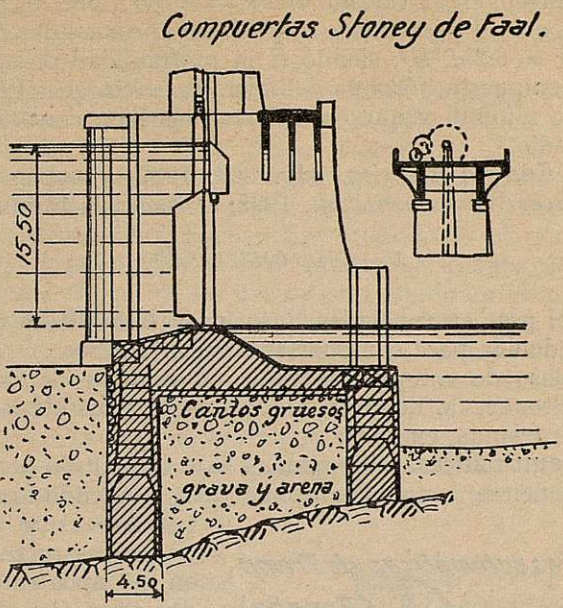


Fig. 140.

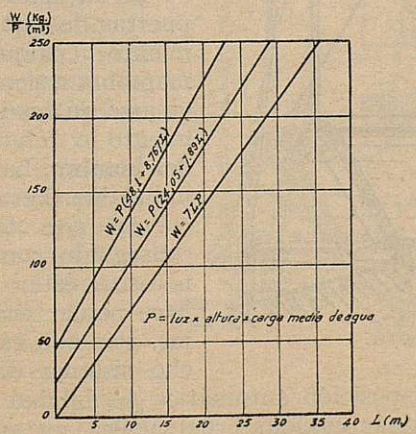


Fig. 140 *a*.

La figura 140 *a* representa las tres rectas obtenidas de las fórmulas anteriores con L de abscisas y $\frac{W}{P}$ de ordenadas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Schloklitsch, en su tratado *Wasserbau*, pág. 588, llega a la conclusión de que el peso puede expresarse aproximadamente por la fórmula $W = 6{,}25L^2H^2$, siendo H la profundidad de agua y L la luz de la compuerta; fórmula del mismo aspecto que el que tiene la del criterio mínimo y que da valores más bien cercanos a la del criterio medio.

En la *Energia Elettrica*, pág. 668, 1929, y copiándola de la *Schweizerische Wasserwirtschaft*, 1929, se indica la fórmula

$$P = 4 + 0{,}00875L^{4/3}H^{3/2}$$

siendo P el peso en toneladas, L la luz y H la altura de agua en metros, deducida para compuertas de dos tableros.

Esta clase de compuertas toma su nombre de su inventor, F. G. M. Stoney, de Londres, que proyectó e instaló las primeras en Belleck, Irlanda, en 1883.

Presas automáticas.—Agrupamos bajo este título a compuertas que sólo tienen de común su automatismo, pudiendo tener diferentes formas y clasificarse por su estructura general en los tipos anteriormente descritos. Así, hay presas automáticas Stoney, Taintor, de sector, puertas americanas, de tablero giratorio alrededor de un eje horizontal, etc.

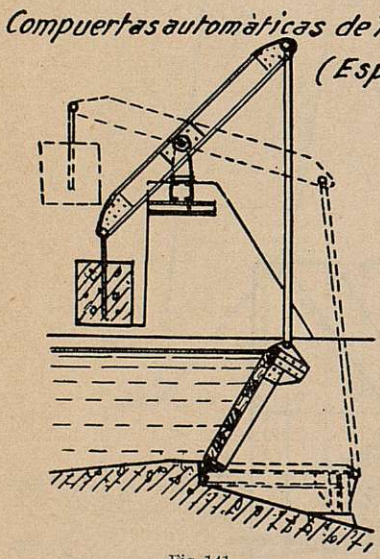


Fig. 141.

El automatismo en las compuertas descarta en su funcionamiento cualquier descuido de maniobra a tiempo que pueda originarse en las que sólo su movimiento lo determina la voluntad del hombre. La ventaja de ello es indudable. Pero hay que tener en cuenta que todo automatismo conseguido con órganos móviles necesita estar vigilado, y esto hace perder parte de sus ventajas. Por ello es corriente, en dicho sistema de compuertas, el añadir a la disposición automática posibilidad de movimiento a mano, para salvar cualquier deficiencia en su funcionamiento automático.

Hay multitud de tipos de esta clase patentados por Sociedades especialistas en la materia; entre ellas debemos citar a Barrages Automatiques, de Zurich; Huber et Lutz, de Zurich, y J. M. Voith, de Heindenheim, Alemania.

Ante la imposibilidad de la descripción de todas las disposicio-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

nes últimamente adoptadas en las compuertas automáticas, lo haremos sólo de las de Tremp, Camarasa (ambas presas españolas) y Crevola d'Ossola (Italia).

Las compuertas colocadas en el aliviadero de la presa de Tremp se representan en el croquis de la figura 141. Son en número de siete, con luz de 10 m y 6 de altura. Tienen por objeto mantener fijo el remanso aun en época de riada, permitiendo utilizar la capacidad del embalse, que corresponde a la altura de lámina vertiente. Con dichas compuertas se consiguen evacuar 2 000 m^3 por segundo. Están constituídas por un armazón metálico recubierto por madera. Giran alrededor de un eje horizontal empotrado en el umbral. En su posición más elevada forman un ángulo de 60° con la horizontal. Cada una de las extremidades superiores de cada compuerta está unida por un tirante a uno de los extremos de un balancín que gira sobre eje colocado en el pilar lateral. Del otro extremo del balancín pende un contrapeso de hormigón armado. La combinación de la forma de la compuerta, la variación del punto de apoyo del balancín y la posibilidad del cambio de la longitud del brazo de palanca de la parte del contrapeso permite que en cada posición de la compuerta, como consecuencia del aumento de caudal vertiente, se equilibren los momentos del contrapeso, del peso del agua sobre la compuerta y del propio de ésta con respecto al eje de giro. La casa Barrages Automatiques garantizó una variación máxima de nivel de remanso de + 6 ó — 6 centímetros sobre el normal.

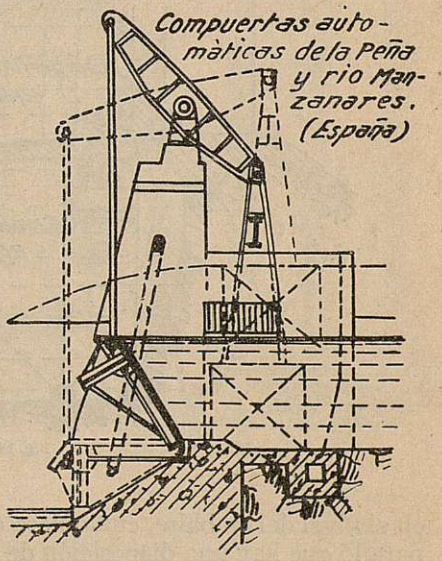


Fig. 142.

Del tipo que se representa en la figura 142, análogo al anterior, son las compuertas instaladas en el pantano de la Peña y en el cauce del Manzanares, junto a Madrid. La diferencia estriba en que los contrapesos se inmergen en un depósito al que llega agua procedente del embalse, estando el agujero de entrada sobre el nivel del remanso. Al aumentar éste, entra agua en el depósito, y la subpresión que sufre el contrapeso tiende a elevarlo bajando el tablero. Cuando baja el remanso y deja de entrar agua en el depósito, éste se vacía por un agujero que tiene menos capacidad de desagüe que el de entrada anterior que comunica con el embalse; el contrapeso baja y se eleva el tablero.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las compuertas automáticas de Camarasa son de sector y se representan en la figura 143. Son dos: cada una de ellas tiene una longitud de 27 m, 10 m de radio y puede elevar el nivel de aguas a 6,90 m desde la coronación fija del aliviadero. El cuerpo cilíndrico que forma el sector es de hormigón armado, teniendo en su interior diez compartimientos estancos, lo que le da la condición de flotabilidad, y dejando dos compartimientos abiertos en los extremos, adonde llega el agua de la cámara, en la que cada compuerta queda alojada, al abatirse, cuando tiene que dar paso al máximo caudal de riada, que en este caso es de 2 000 m³ por segundo, en total para las dos compuertas.

Estas son automáticas y con su empleo se consigue constancia

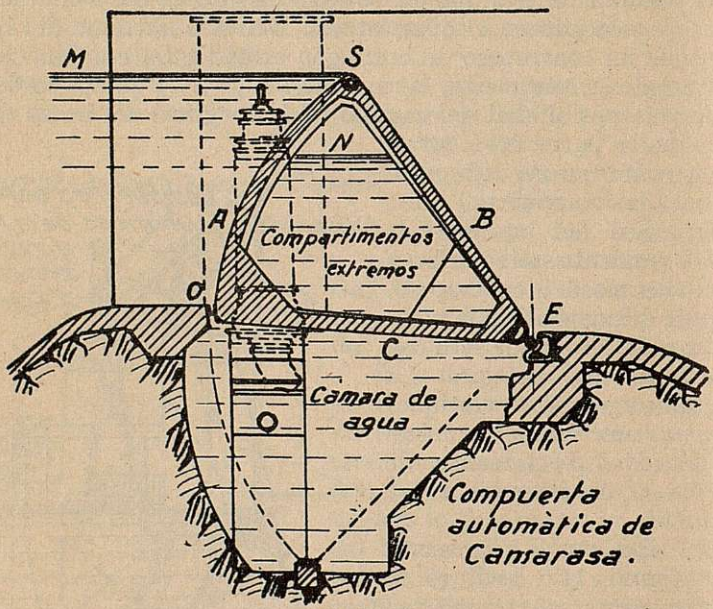


Fig. 143.

en el nivel del embalse, cualquiera que sea el caudal a que den paso, para lo que hay una disposición de válvulas cilíndricas que se indica en las figuras 143 *a* y 143 *b*. El embudo *e* tiene su borde al nivel normal del embalse. Cuando este nivel aumenta, entra agua por aquél y por el tubo *l*; y al subir el nivel en el depósito *X'*, sube también el flotador *W*, que arrastra a la envolvente *W'* y con ella la válvula cilíndrica *v*, abriendo comunicación entre la cámara y el tubo *R* del desagüe.

Al bajar el nivel de agua en esta cámara y en los compartimientos extremos del sector y disminuir la subpresión que sobre él ejerce el agua, desciende el sector y se abre así más el aliviadero;

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y al evacuarse más agua desciende el nivel del embalse y deja de entrar agua por el tubo l; el nivel en el depósito X desciende, baja la envolvente W' y se cierran las válvulas v y deja de salir agua por R. Entonces la cámara se va llenando más por 18 aberturas de 0,50 m de longitud y 1 cm de altura situadas junto al borde del muro, en la inmediación de la parte curva del sector. Al ascender el agua en la cámara sube el sector hasta conseguir su posición de equilibrio.

Además de la disposición automática citada, existen tres mo-

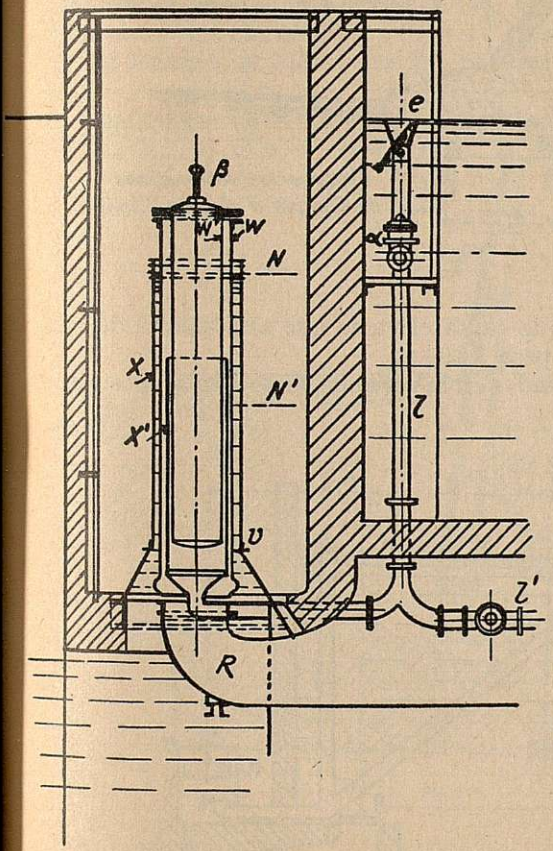


Fig. 143 *a*.

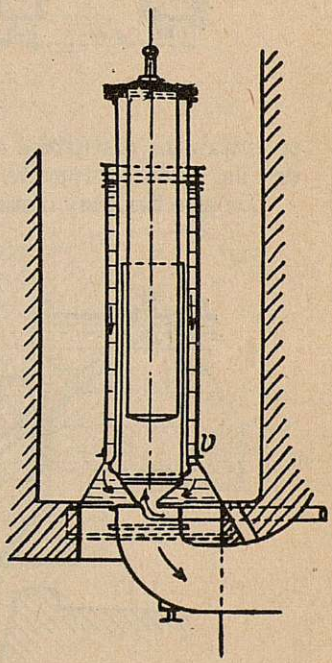


Fig. 143 *b*.

dos de conseguir a mano el descenso del sector: 1.º, abriendo la válvula α, entra así el agua en el tubo l y desciende, como hemos dicho, el sector; 2.º, elevando las válvulas W y W' por medio del mecanismo β a mano, se desagua parte de la cámara por R y baja el sector; 3.º, abriendo unos desagües director que tiene la cámara del sector.

En el borde superior del sector hay un tubo S con agujeros para

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la salida de aire, que se toma por comunicaciones con el tubo que forma el eje del sector. De este modo se airea la lámina vertiente y

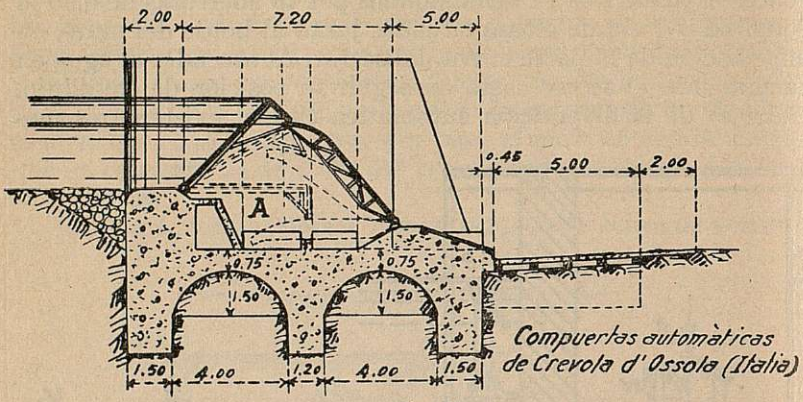


Fig. 144.

se evitan los disturbios que causa el vacío que se formaría debajo de ella. Cada compuerta pesa 1 100 tn.

De este tipo hay instaladas en la presa de Tirso (Italia) dos com-

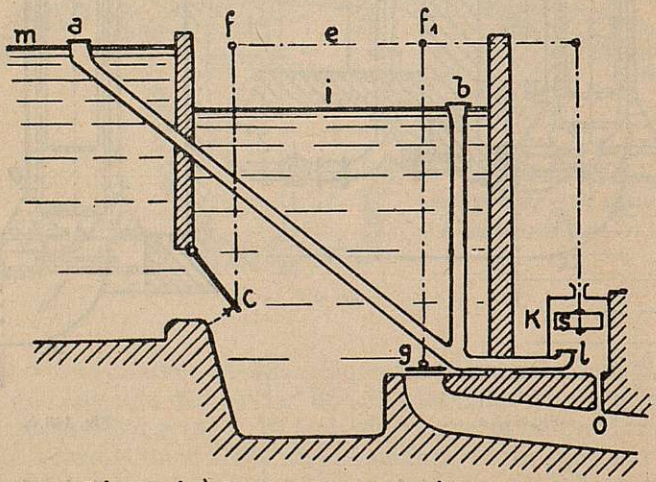


Fig. 145.

puertas de 12 m de longitud por 7 m de altura; en Parahyba (Brasil), tres compuertas de 45 m de longitud por 7,40 de altura; en San Lo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

renzo (España), dos de 36 m de luz por 6,50 de altura, y en Barasona (España), dos de 25 × 6,50 m.

Las dos compuertas automáticas instaladas en la presa de Crevola d'Ossola son del tipo de puertas americanas que se representa esquemáticamente en la figura 144. Se llaman también puertas de tejadillo (*Dachwer* de los alemanes). Cada compuerta tiene 20 m de longitud y eleva el remanso 3 m. El automatismo se consigue por la disposición esquemática que se representa en la figura 145. La cámara inferior a las puertas *A* de la figura 144 queda en comunicación con la cámara *i* de la figura 145. En ésta *m* indica el nivel del remanso. *S* un émbolo que se mueve en el cuerpo de bomba *K*, en el que termina un tubo *l* con dos entradas de agua *a* y *b*, colocadas,

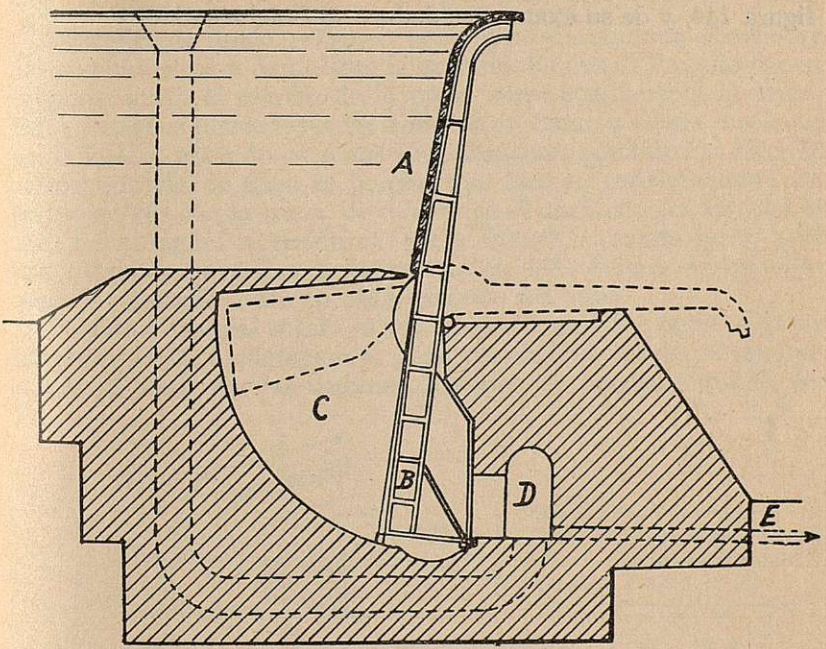


Fig. 146.

respectivamente, a los niveles del remanso y de la cámara *A* inferior a las puertas. Si crece *m*, el agua entra en *a*, se vierte en el cilindro *K*, elevando el émbolo *S*, que está unido a la extremidad de una palanca ff_1 que gira alrededor de f_1 y cierra la compuerta *c* de comunicación de la cámara *A* con el embalse. Continuando la elevación de *S*, termina la carrera de *C*; el punto *f* queda fijo, la palanca gira alrededor de *f*, se levanta f_1 y la válvula *g*. El nivel *i* desciende y las puertas se abaten. Cuando baja el nivel *m* y no entra agua en *a*, se desagua el cuerpo de bomba *K* por el agujero *O*, descien-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de *S*, se cierra *g* y se abre *C*. Se restablece la presión interna *i* y las puertas se levantan.

Otro caso de empleo de puertas americanas automáticas tuvo lugar en el río Guadalupe, Texas (E. U.), donde se instalaron tres de 25 m de luz con 4 m de elevación del remanso. La disposición de automatismo es análoga a la indicada (véase *Engineering News-Record*, 31 octubre 1929, pág. 685). En Francia, en Tours-sur-Marne, hay instalada una presa automática de puertas americanas de 34 m de longitud y 1,97 de altura (*Le Génie Civil*, 28 junio 1930, pág. 631).

En la *Energia Elettrica*, 1928, páginas 1 155 y 1 932, se publican algunas disposiciones de compuertas automáticas.

En la presa de Eguzon (Francia), en el aliviadero se han dispuesto dos compuertas automáticas del tipo que representa la figura 146, y de su examen se deduce su funcionamiento.

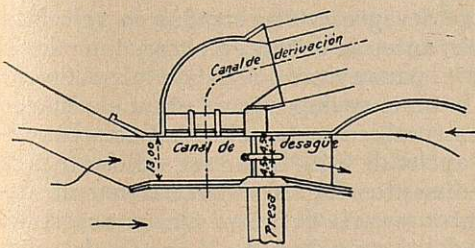
FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO VII

CONSTRUCCIONES ACCESORIAS EN LOS AZUDES

Desagües de fondo.—Tienen por objeto determinar el arrastre de los sedimentos y dejar libre la entrada del canal. Por ello deben colocarse junto al estribo de la presa correspondiente a la toma. Estos desagües pueden quedar abiertos en toda su altura o sólo en parte de ella, estando cerrados superiormente por fábrica. Para la debida eficacia de ellos es preciso que formen próximamente un ángulo de 90° con la toma, de modo que el canalizo o cauce que al abrir los desagües se produzca quede inmediatamente junto a la toma. Cuando haya dos de éstas, una en cada ladera, deben colocarse dos desagües, uno en cada extremo del azud.

Cuando el caudal sólido es tan pequeño que no pueda originar trastornos en la explotación al penetrar en el canal depositándose en él o al pasar por las turbinas, entonces se pueden suprimir los



Croquis del canal de desagüe y toma de aguas de la instalación Granite Reef sobre el río Salt, Arizona (E.U.)

Fig. 147.

desagües de fondo. Si a éstos se les da una sección muy pequeña son de escasa o nula eficacia, porque la gran velocidad que el agua a su paso adquiere queda muy disminuída a corta distancia. Cuando el caudal sólido es muy grande, conviene formar agua arriba de las compuertas de desagüe un verdadero canal, como indica la figura 147, y para ello se construye un muro hacia agua arriba a partir del extremo del desagüe opuesto a la toma con la coronación al mismo nivel que el de la presa; la solera al menos 0,50 m y mejor

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de uno a dos metros por debajo de la toma de aguas. Dicho muro se prolonga, como se indica en la figura 147, más allá de la toma, para que delante de ésta los sedimentos sean arrastrados al abrir las compuertas de desagüe.

Esta disposición de muro ante aquél tiene el inconveniente que detrás, por la parte del azud o presa, se determine sedimentación, que si el azud es fijo va aumentando con el tiempo, llegue y pase en algunos puntos la altura de la coronación y se divida el río en brazos, quedando mal guiado hacia la toma y pudiendo escasear en ésta el agua mientras salte por el azud guiada en parte por un brazo separado de aquélla.

Capacidad de los desagües de fondo.—Puede ser elemento único de determinación la necesidad sentida del arrastre del caudal sólido sedimentado; o puede ser base de ella el proporcionar salida a parte del caudal de riada para no elevar excesivamente el nivel del remanso.

Lo corriente es el primer caso. En la India, en donde abundan los ríos con gran caudal sólido, el área de la sección transversal de los desagües debajo de la coronación del azud varía entre una a dos veces el área de la sección de la toma del canal. Un gran número de ejemplos dados por Buckey dan para aquella área, por término medio, un décimo de la sección atajada por el azud. Pero no basta considerar esta área, sino también los demás factores que influyen en la velocidad del agua. Por ello hay que estudiar el caso de estar cerradas las compuertas del desagüe y abiertas las del regulador y el inverso. La capacidad debe ser, al menos, igual al caudal normal medio y con preferencia suficiente para poder usar el de las riadas ordinarias en el arrastre de los sedimentos.

Cuando las compuertas de desagüe estén cerradas, la velocidad de agua ante la toma, es decir, antes de entrar en el canal, ha de ser menor que en el origen de éste, para evitar que el caudal sólido que no se haya depositado ante la toma se deposite en el canal. Cuando las compuertas de desagüe estén abiertas, la velocidad del agua delante de la toma, en todo el ancho de ésta, ha de ser suficiente para arrancar y transportar los sedimentos. La velocidad conveniente depende de la clase de sedimentos y varía de 1,50 a 3 m por segundo, pudiendo depender también del tiempo durante el que los desagües queden abiertos.

Cuando se emplea la disposición de antecanal delante de los desagües de fondo, hay que tener en cuenta que no basta que en los mismos desagües se obtenga la velocidad necesaria para el arrastre de los sedimentos, sino que ésta se consiga en el punto delante de la toma más alejado de los citados desagües. Así, por ejemplo, si suponemos una serie de superficies cilíndricas de eje vertical situado en el centro de los desagües de fondo, podemos considerar éstas, próximamente, como superficies isotaquias o de igual velocidad al abrirse los desagües; y la superficie que pase por el extremo de la toma considerada desde el nivel de aguas hasta la solera de la toma,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y desde la vertical del frente de ésta hasta el paramento de agua arriba de la presa, nos dará la superficie de paso de agua, en la que debemos obtener la velocidad suficiente para el arrastre. De modo que si medimos esta superficie y la multiplicamos por la velocidad indicada, por ejemplo, 2 m por segundo, tendremos el caudal de que necesitamos sean capaces, en total, los desagües. Si conocemos aproximadamente el nivel de agua abajo, para tal caudal, la diferencia entre este nivel y el de agua arriba nos dará un dato para calcular, teniendo en cuenta el caudal citado y la altura de la solera de los desagües, el ancho total de éstos.

Se facilita mucho el arrastre de sedimentos si proporcionamos agua arriba de los desagües una solera enlucida y con bastante inclinación hacia aquéllos.

Cuando el azud es muy alto, no conviene que los desagües de fondo tengan su solera a la altura del cauce o cerca de ella. Esta situación traería el peligro de que si se descuidaba el manejo de las compuertas por algún tiempo, quedaría una capa de sedimentos maciza sobre ellas que dificultaría su movimiento. Además, la elevación de éstas, aun no estando dificultada por los sedimentos, requeriría gran esfuerzo y mecanismos complicados y caros. Por ello es suficiente que la solera de los desagües quede de 1 a 2 m por debajo de la de la toma.

El canal de desagüe se divide usualmente por medio de pilas en vanos que se cierran con compuertas, cuyos mecanismos no deben quedar obstruídos por el máximo nivel de riadas. En algunos casos, en la India, se ha cerrado el canal de desagüe por una sola compuerta, elevable o abatible, para evitar las pilas; pero esto es difícil para alturas de compuertas mayores de 2 m. La tendencia moderna es emplear vanos de 3 a 6 m o más de ancho. Las pilas suelen ser macizas, resistiendo por su peso, llegando en su cimentación a terreno resistente y elevándose la coronación por encima del nivel de riadas. La forma suele ser trapezoidal, en el sentido del eje del río, y de ancho tal que la resultante pase por el tercio del núcleo central. Mr. Bligh da para el espesor 0,25 del ancho del vano.

La coronación de las pilas soporta una plataforma, fija o móvil, en la que van los aparatos de maniobra, que deben estar proyectados de modo que la elevación se haga sin mucho esfuerzo. Las compuertas Stoney tienen aquí adecuado empleo.

Cuando la presa es alta y la solera del desagüe de fondo queda elevada sobre la de aquélla, entonces se da a la solera una acentuada inclinación o se forman escalones. Cuando la diferencia de altura es grande, la segunda solución contribuye a disminuir la velocidad de las aguas cuando ya no tienen otro efecto que la erosión al pie de la presa.

Las paredes de los desagües se hacen con fábrica de mortero rico, ya que han de resistir al roce de la grava y demás material sólido que arrastre la corriente. A veces se revisten los muros de tablones bien anclados, que se sustituyen en cuanto se desgastan.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 148 indica un corte longitudinal de un desagüe de fondo.

La multiplicación de los desagües de fondo puede constituir un sistema de presa móvil. Como tales debemos considerar las de Assuan y Sennar, ambas en Egipto. Tienen por principal objeto el almacenar aguas para riego y entran en el grupo de las presas de embalse. La última, por ejemplo, cuyo perfil transversal se indica en la figura 149, lleva 80 vanos de 2 m de luz por 8,40 m de altura, cerrados con compuertas Stoney. El umbral queda a 16,65 m por debajo del nivel máximo del embalse. La cresta de la presa forma

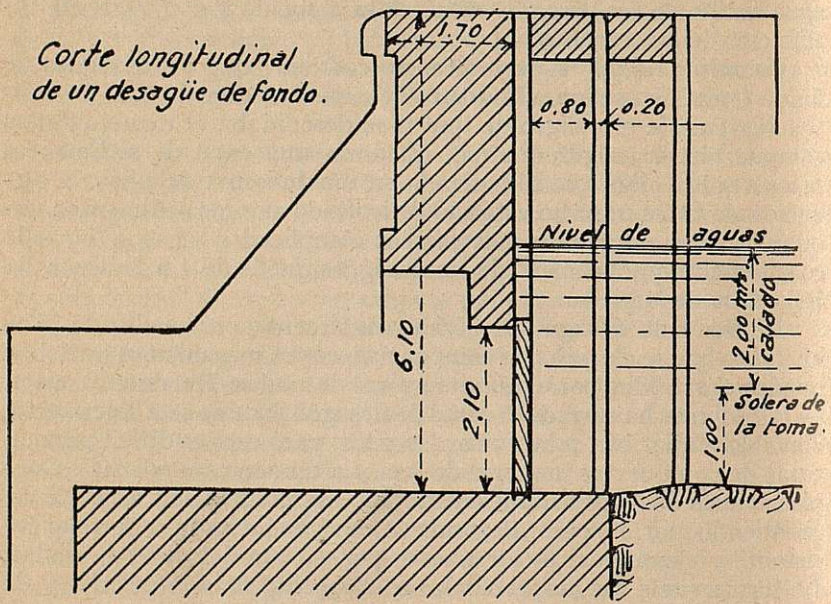


Fig. 148.

vertedero y está dividido en 72 vanos de 3 m de ancho y 2 m de altura, cerrados por compuertas deslizantes.

Canalillos de flotación.—Tienen por objeto establecer sobre la presa la flotación de maderas, que sin ellos quedaría interrumpida. Cuando la presa tiene poca altura y el río bastante caudal para que en todo tiempo vierta agua sobre aquélla con espesor de lámina vertiente al menos de 0,40 m, la flotación puede hacerse sobre la presa, sin necesidad de establecer canalillo para ello. Pero cuando cualquiera de las dos circunstancias faltan, es preciso, en caso de ríos flotables, proveer las presas de canalillo de flotación.

Con el fin de evitar pérdidas de agua, dicho canalillo debe tener en su origen una compuerta que lo obture cuando la flotación no se verifique. Para guiar las maderas hacia la entrada de él conviene

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

colocar guías flotantes aunque éstas, en caso de no existir, las colocan con los mismos maderos de flotación los encargados de éstas.

La ubicación más conveniente para el canalillo es junto al estribo opuesto a la toma de aguas, supuesto que en dicho sitio haya agua arriba y agua abajo de la presa suficiente calado. Tiene esta ubicación la ventaja de que al abrirse el canalillo no se determina descenso en el nivel del agua a la entrada del canal. Además, la zona del estribo opuesto a la toma queda más libre para la flotación. Pero, de todos modos, la ubicación ha de depender de que se pueda establecer, tanto agua arriba como agua abajo, bien la flotación.

El ancho del canalillo depende de la importancia de la flotación. En los ríos españoles en que esta flotación no es muy intensa, suele

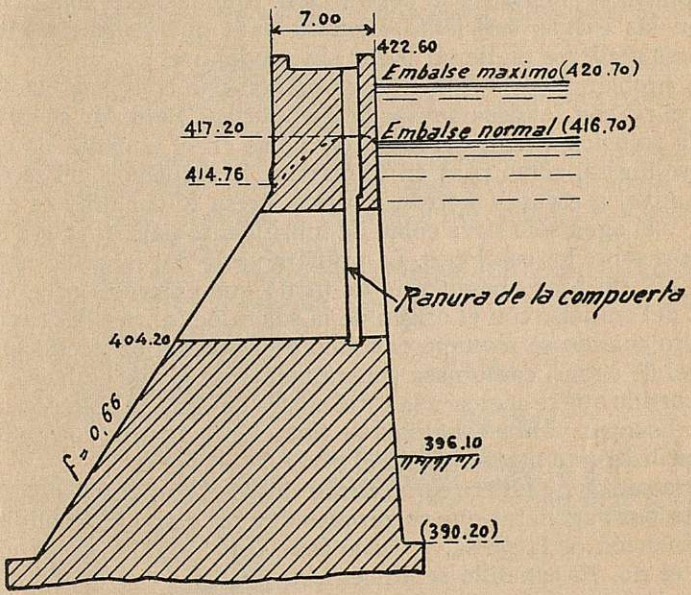


Fig. 149.

ser suficiente una anchura que oscile entre 0,50 y 1 m. En ríos del extranjero, de flotación más abundante, se suele dar un ancho mínimo de 1,20 m y llega hasta 6 y 9 m. Debe reducirse la anchura a la que se considere precisa, teniendo en cuenta que al abrir el canalillo se desperdicia agua. Para la flotación basta un calado de aguas de 0,50 m, de modo que la solera en la entrada del canalillo debe quedar al menos a esta profundidad por debajo de la coronación. La solera conviene que tenga pendiente continua en todo el canalillo; sin embargo, pueden hacerse escalones, a lo más, de 0,80 m de altura. La pendiente oscila entre 1 : 10 y 1 : 100. Generalmente se elige pendiente grande para disminuir el coste. Es muy corriente revestir el canalillo de tablones.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Como, generalmente, la solera del canalillo queda más elevada que el paramento de agua abajo de la presa, debe limitarse el canalillo con muros laterales hasta el punto en que la solera del canalillo quede, al menos, 0,50 m por debajo del nivel de agua abajo en la época de flotación.

Cuando el desnivel entre agua arriba y agua abajo de la presa sea sólo de 2,50 a 3 m como máximo, la flotación puede hacerse por la compuerta de desagüe cuando la pérdida de agua que esto represente no sea obstáculo.

El trazado del canalillo de flotación debe ser una sola alineación recta. Si se adoptan varias alineaciones, en las curvas, los maderos, animados de gran velocidad, chocarían con la parte cóncava del canalillo, con el peligro de su destrucción. Además, éste habría de tener en las curvas suficiente anchura para que holgadamente los mayores maderos pudieran pasar sin acodalarse.

El problema de la flotación de maderas se complica cuando se ataja el río con azudes o presas de gran altura. Pero aún se dificulta más la solución cuando el nivel de aguas en el embalse no es fijo o no se limita, como pasa en Camarasa, la oscilación del recorrido de su nivel a escasos metros. En esta presa el canalillo es escalonado, y el agua sólo sirve como de lubrificante para el apoyo de las maderas sobre los escalones. La primera parte del canalillo está formada por un brazo basculante de modo que enlace el nivel de las aguas del embalse con el origen de la solera de fábrica del canalillo.

Pero cuando se requiere canalillo de flotación en presas en que el nivel de aguas, como pasa generalmente en las de embalse, tiene un recorrido que se acerca a la total altura de ellas, la solución puede ser el disponer varios canalillos de flotación a alturas convenientes para utilizar uno u otro, según el nivel de las aguas.

Otra solución pudiera ser el elevar desde el embalse las piezas de madera por vagonetas que correrían sobre un plano inclinado hasta la coronación de la presa, y desde ésta, con canalillo, descenderlas hasta el río. El canalillo se alimentaría de agua por medio de elevación de ésta con bombas. Tenemos entendido que esta solución es la que se proyecta en la presa de la Toba, sobre el Tajo.

Otras veces, como pasa en el salto de Villalba, sobre el Júcar, de la Sociedad Eléctrica de Castilla, con el fin de no desperdiciar mucha agua en el canalillo de flotación y en el tramo del río hasta la casa de máquinas, que necesitaría mucho caudal para hacerlo flotable, caudal que se perdería para las turbinas, se ha adoptado la solución de hacer flotable el canal de derivación, lo que requiere radios grandes en las curvas y disposiciones especiales en los túneles y obras de fábrica para dar paso a los encargados de guiar los maderos; y al final del canal es donde se dispone el canalillo de flotación por el que pasan los maderos al río.

Para dar idea de la importancia que tienen los canalillos de flotación en algunos saltos del Norte de Europa, diremos que en el de Raanaasfos sobre el río Glommen (Noruega), a causa de la enorme

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cantidad de flotación de maderas, que llega a 180 000 piezas al día, fué necesario disponer un gran canal a tal objeto, que consume en bajas aguas de 15 a 30 m^3 por segundo. Guías metálicas colocadas a través del río favorecen la entrada de maderas en el canal de flotación, que tiene sección y pendiente apropiada para conducir las piezas flotantes sin acodalarse.

Escala de peces.—Algunas clases de peces remontan el río en la época del desove para desovar en sitios tranquilos y de aguas claras; luego retornan agua abajo. Los salmones son peces de mar y remontan los ríos para desovar. Las anguilas son de agua dulce y desovan en el mar. Los peces pueden ir contra corriente de velocidad hasta de 2 a 3 m por segundo, y saltan atulras hacia agua arriba de varias veces el tamaño suyo. El salmón salta hasta 2 a 3 m.

En ríos en donde exista la industria salmonera, o donde se trate de crearla, hay que habilitar en las presas disposiciones para que los peces puedan salvar el escalón producido en el río, y esto se consigue con la escala de peces, que en esencia consiste en un canalillo que pone en comunicación agua arriba y agua abajo de la presa, y con disposiciones para aminorar la velocidad del agua en él y conseguir que no supere a 3 m por segundo.

Una de ellas, que se indica en la figura 150, consiste en escalonar el canalillo, y cada escalón, con un murete en el extremo de agua abajo, constituye un pequeño depósito de agua. Cada dos contiguos tienen comunicación por un agujero, y éstos quedan dispuestos en zig-zag. El agua pasa por estos agujeros, y cuando no bastan, por vertedero sobre los muretes. Esta disposición en zig-zag proporciona en los depósitos zonas de relativa tranquilidad para descanso de los peces. Los agujeros tienen diámetro decreciente para conseguir que los depósitos queden siempre llenos. Los peces suelen salvar los escalones por saltos. La diferencia de nivel entre dos escalones sucesivos debe ser de unos 0,40 m. La pendiente general del canalillo, aproximadamente, es de 1 : 9. Conviene que quede éste protegido en su entrada por una rejilla; pero no debe cerrarse el paso a la luz, porque no pasarían los peces por canalillos privados de ella. Tanto en el origen como en el fin del canalillo debe quedar éste con calado de aguas en la época del paso de los peces.

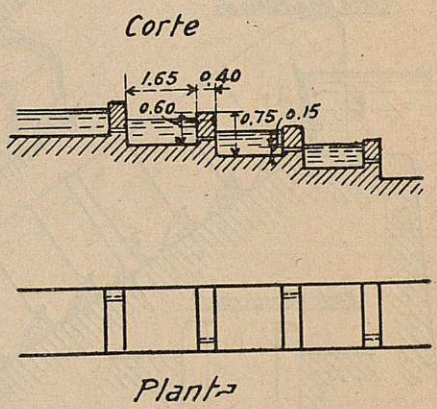


Fig. 150.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Otras disposiciones para disminuir la velocidad se indican en las figuras 151, 152, 153 y 154.

La figura 155 indica la disposición Denil, que ha tenido y tiene numerosas aplicaciones.

Fig. 151.

Fig. 152.

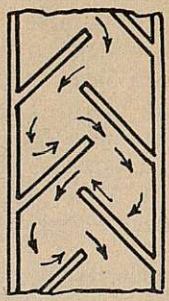


Fig. 153.

Fig. 154.

El ancho del canalillo suele ser de 1,20 a 1,50 m.

Hasta hace poco se creía que los peces, por escalas convenientemente dispuestas, sólo podrían salvar un desnivel total de 15 m; y

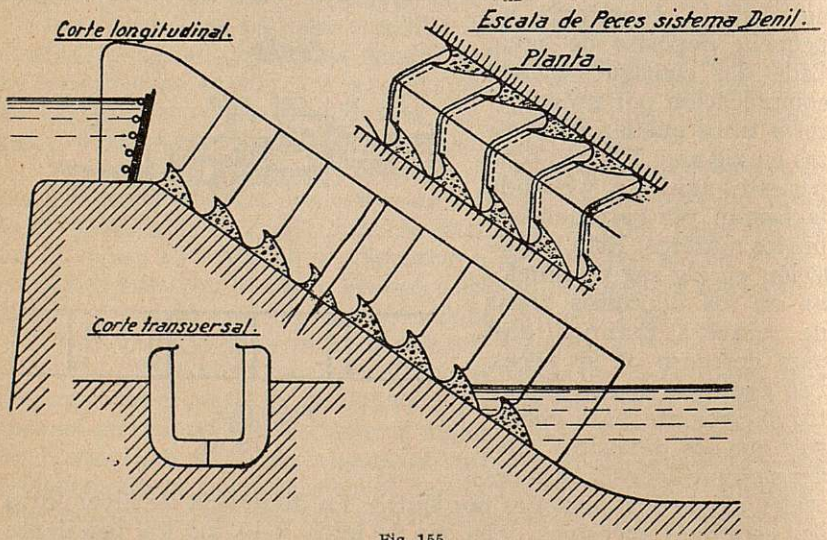


Fig. 155.

esto creaba un conflicto al atajar el río con presas más altas. Pero por recientes experiencias en la presa de Backer River (*Engineering News-Record*, 21 de octubre de 1926, pág. 652), de 80 m de altura, se ha comprobado que pueden salvar mayor altura. En dicha presa

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

se adoptó una escala de peces análoga a la disposición de la figura 150 para salvar parte de la altura, y para el resto existe una disposición de depósito móvil sobre plano inclinado, si bien éste se adoptó sólo para reducir el sitio que hubiese ocupado la escala del tipo indicado para salvar toda la altura. Se ha comprobado también en dicha presa que los salmones de un año y de 15 a 18 cm de longitud pueden salvar, sin peligro de su vida, el escalón de la presa de 60 m de altura, arrastrados hacia agua abajo por el agua que salta sobre el vertedero de la coronación.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO VIII

CONSTRUCCION DE LOS AZUDES

Construcción de los azudes.—En ella se debe atender:

a) A la seguridad contra la acción de arrastre del agua filtrada, tanto inferior como lateralmente.

b) A la resistencia del terreno sobre que se apoyan los cimientos y a la estabilidad de la obra.

c) A la construcción fácil y barata.

d) Al tiempo de duración de la construcción.

Respecto al punto *a*) se ha dicho ya lo suficiente. Para conseguir la construcción fácil y económica del azud, no sólo hay que fijarse en la clase de fábrica que se elija, sino también muy singularmente en los medios auxiliares, como ataguías, desviación de las aguas del río, agotamientos, medios de excavación, transporte de los materiales, buena elección del depósito de éstos para que no sea preciso variar mucho su ubicación en el transcurso de las obras, sitio de manipulación de dichos materiales, máquinas para ello, etc.

Todo esto puede aplicarse también al punto *d*). Aparte de la consideración del tiempo en que se haya de terminar la obra, es natural que se aprovechen los meses de estiaje para la cimentación y que se disponga el trabajo por trozos, para que cuando aumente el caudal no cause muchos perjuicios a la obra. Pero cuando haya de terminarse ésta en determinado plazo, entonces es preciso disponer los medios auxiliares para que puedan tener eficacia en tiempo favorable o no favorable, y por ello han de resultar más caros. Así las ataguías han de servir para estiaje como para altas aguas; las bombas de agotamiento han de tener capacidad para agotar la mayor cantidad de filtraciones que han de ocurrir en este caso; el desvío de las aguas ha de ser más sólidamente hecho y con mayor capacidad de desagüe; quizá sea preciso trabajar de noche, y ello requeriría un profuso alumbrado artificial, si bien ha de limitarse siempre lo más posible el trabajo nocturno, que es más caro y deficiente.

El desvío de las aguas se hace con ataguías, que son presas rudimentarias que deben dar conveniente impermeabilidad. Es corriente emplear para ello los tipos de azudes de material menudo,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

los de encofrado, los de escollera o de madera. En azudes de importancia se emplean también ataguías de fábrica. A veces una sola ataguía no da suficiente impermeabilidad y se dispone además una segunda. Para la fijación del sitio de la ataguía hay que atender a las condiciones locales y a que quede en el espacio protegido suficiente sitio para la excavación del azud, colocación de los materiales y manipulación de éstos.

En ocasiones, para dejar completamente libre el sitio del azud, se abre en la ladera un canal por el que se desvían las aguas, o se

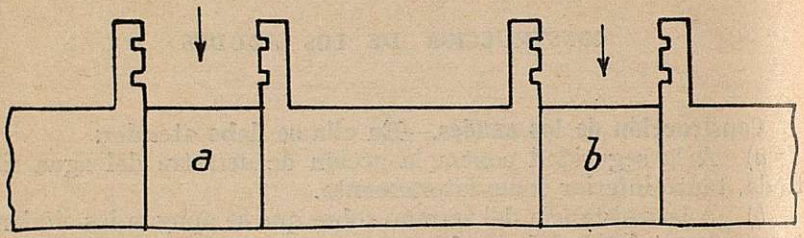


Fig. 156.

aprovecha para ello el mismo canal de derivación que ha de conducir las aguas a la Central, cuando la cota de la solera no se eleva mucho sobre el fondo del río.

Otras veces se hace una primera ataguía para un trozo de azud, y una vez sacado de cimientos se hace otra para proteger la otra mitad, saliendo entonces el agua por una abertura o varias, situadas en el primer trozo y que pueden corresponder a compuertas de desagüe.

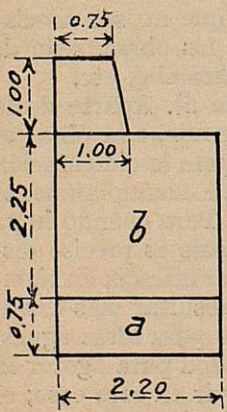


Fig. 157.

Se puede disponer también la construcción dejando aberturas a lo largo del azud en la forma que indica la figura 156. El agua pasa por las aberturas que en ella se indican, habiendo dejado tajamares en la parte agua arriba del azud junto a cada abertura y en ellos dobles ranuras. Cuando se quieran macizar estas aberturas, se colocan ataguías en dichas ranuras; y esta ataguía en *a*, por ejemplo, sobresale 0,50 m sobre la otra de *b*, lo que permite desviar el agua *a* que pase por la abertura *b*; una vez elevada en lo posible la obra en *a*, se eleva la ataguía de *b* lo suficiente para desviar el agua por encima de la ataguía y de la obra de *a*, y así se continúa.

En el salto del Carpio se emplearon ataguías de fábrica para aislar de aguas la zona de trabajo. Estas ataguías tenían la forma que se indica en la figura 157. La parte *a* estaba formada por hormi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gón de 450 kg de cemento por metro cúblco. La parte *b* tenía 350 kg, y la parte *c* por 175 kg. Dichas ataguías se construían por medio de cajones formados por tablestacas que estaban guiadas por cepos horizontales. Con la ataguía se formaba una horquilla que comprendía tres pilas y un estribo; se empezó por el estribo izquierdo.

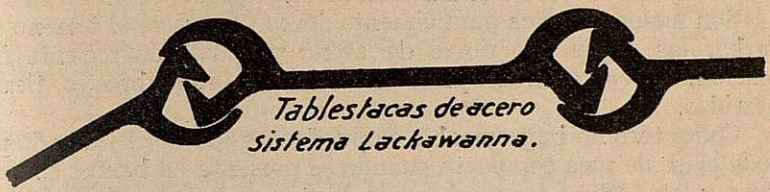


Fig. 158.

En ríos en que el cauce está formado por material de aluvión y en presas o azudes de importancia, las ataguías se forman a veces con tablestacas metálicas acompañadas de terraplén. La figura 158 indica el tipo Lackawanna. Las 159 y 160, el Larsen. Este, a igualdad de peso que aquél, tiene mayor momento resistente. Estas tablestacas, después de rendido su objeto, se recuperan.

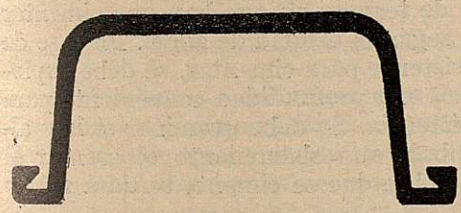


Fig. 159.

Debemos hacer notar, respecto al empleo de tablestacas metálicas, ya para ataguías como para rastrillos, como se indicó al tratar de azudes sobre terreno permeable, que cuando éste lleva en sí grandes bloques, al encontrarse con ellos las tablestacas, si la superficie forma escaso ángulo con ella, se desvían, rompiendo a veces el enlace con las inmediatas, y en ciertos casos girando 180º y volviendo a aparecer la punta en la superficie. En estos casos la unión impermeable de las tablestacas con terreno inferior que lo sea, es dudosa. Por ello, en terrenos de aluvión con grandes bloques se suelen desechar los indicados rastrillos y se efectúa la cimentación por aire comprimido.

Fig. 160.

Terreno sobre que se cimenta.—Son buenos terrenos de cimentación:

a) Roca compacta.
b) Bancos de grava, arena o arcilla, cuando se presentan con

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

suficiente espesor (de 3 a 4 m), no fluye en ellos el agua y la base de cimentación queda a profundidad tal que dichos bancos no pueden ser alcanzados por las socavaciones.

Son medianos terrenos de cimentación: los bancos de arcilla o légamo húmedos, es decir, donde fluya el agua, así como la arcilla mezclada con arena o arena mezclada con légamo.

Son malos terrenos para cimentación: el fangoso, el terreno de turba, las capas superiores de arena y grava de reciente formación, así como los terrenos formados de escombros o tierras vertidas.

Como terreno impermeable se puede considerar el formado por toda clase de roca compacta cuando se presenta en bancos sin ninguna grieta, falla o fisura. Además, los terrenos de arcilla o légamos secos, cuando están limpios de arena o solamente mezclados con débil cantidad de ella. También el terreno de turba o fango es frecuentemente impermeable.

Como terreno permeable debe mirarse, en caso de duda, toda clase de aquel que esté mezclado con grava o arena, las capas de grava o arena y las porosas de fango o turba.

Debe procederse a hacer sondeos al elegir la ubicación del azud para convencerse de la clase de terreno en que hay que cimentar y para elegir el tipo de azud, según la calidad de aquél. En caso de encontrar roca o terreno consistente para cimentar, se debe explorar el espesor de los bancos en una profundidad conveniente para saber si tienen suficiente resistencia. Se debe examinar si hay alguna capa que pueda contribuir al resbalamiento al asentar el azud. Con arreglo al terreno sobre que se cimente se dará más o menos base a los cimientos.

Cuando con la excavación se haya llegado al terreno de apoyo de cimientos, se debe limpiar bien la superficie de suciedades, piedras, etc. Si en la roca hay alguna parte descompuesta o resquebrajada, se le quita. Si hay grietas sin importancia, se macizan.

Se debe procurar sólida unión entre la obra y el terreno. A veces se dispone en redientes y casi siempre se coloca una primera y sólida capa de hormigón que sirve de apoyo al resto de la obra.

La siguiente tabla da los valores admisibles para las diversas clases de terrenos que corrientemente se admiten en Inglaterra. Se puede también admitir en los demás países, salvo que haya limitación en contrario. Así, en Berlín, la carga sobre la arena no debe pasar de 2 a 2,5 kg por cm^2.

En los casos de cimentación sobre roca, la presión que soporte ésta ha de ser mayor que la admitida como límite en la fábrica que se apoye sobre aquélla. A este efecto, ya indicaremos al tratar del cálculo de los azudes las cargas admisibles en las diferentes fábricas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Cargas admisibles para los diversos terrenos

INDICACION DEL TERRENO	Carga admisible — Kg/cm²
Terreno aluvial o de légamo con el 30 al 70 por 100 de arena.	0,8 a 1,6
Arcillas húmedas	1,6 a 2,2
Arcillas compactas mezcladas con arena fina	4,0 a 5,0
Arcillas amarillas	4,4 a 6,5
Arcillas azules, margas compactas y duras	5,4 a 8,7
Creta blanda, sucia y arcillosa, sin guijarros	1,1 a 1,6
Arenisca que pueda desmenuzarse a mano	1,6 a 1,9
Creta blanda con guijarros	2,2 a 3,3
Arena compacta en la desembocadura de los ríos, bahías. etc.	4,9 a 5,5
Los ingenieros holandeses admiten una carga para la arena compacta y limpia de 6 kg/cm².	
Arena muy fuerte y compacta para profundidades no menores de 6 metros y guijarros con arena	6,5 a 7,6
Grava fuerte y limpia	6,5 a 8,7
Grava compacta (en el Támesis, sobre grava limpia y uniforme a profundidad de 1 a 1,5 m bajo la superficie, se ha cargado 15 kg sin ceder)	7,6 a 9,8
Roca según su resistencia	8,7 a 20

Agotamientos.—Sólo queremos recordar la conveniencia de presupuestarlos y disponerlos con amplitud ante la incertidumbre de la cantidad de agua que será preciso elevar y muchas veces la altura a que habrá de impulsarse, y que es más preferible siempre disponer, a los efectos de la reserva y del rendimiento, de dos grupos que de uno de la suma de potencia de aquéllos.

Hormigones.—Respecto a éstos, sin perjuicio de hacer un estudio completo en la sección de presas de embalse, sólo diremos que su dosificación ha de depender: 1.º, de la resistencia práctica a que trabajen, que, multiplicada por el coeficiente de seguridad que se adopte, ha de constituir un límite mínimo de la carga de rotura a la compresión, y 2.º, de la impermeabilidad que se desee obtener. Se elegirá un hormigón relativamente impermeable para el que se emplee en la zona del paramento de agua arriba.

Moldes.—Cuando se elige el hormigón para formar la total masa del azud, hay que disponer moldes que limiten aquél en los paramentos. Los estudiaremos con más amplitud al tratar de las presas de embalse. Estos moldes son corrientemente constituídos por tablones horizontales que se enlazan entre sí por montantes verticales referidos y atirantados a la obra por alambres que se anclan en ella, que evitan la deformación hacia el exterior, y por tornapuntas que los fijan contra la deformación interior. Estos tornapuntas se quitan cuando suficiente volumen de hormigón entre moldes los hace innecesarios, y los alambres se cortan cuando haya que variar la posición de aquéllos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO IX

CALCULO DE LOS AZUDES

Cálculo de los azudes.—(En todas las consideraciones que seguirán supondremos siempre una longitud de azud de 1 m).

Fuerzas que actúan en el azud

Para destruir.—Presión hidráulica sobre el frente o paramento de agua arriba o sobre la base de apoyo o cualquier junta de la fábrica.

Presión de sedimentos.

Presión de los hielos.

Choque de las olas y cuerpos flotantes.

Efecto del vacío entre el agua y el escarpe.

Rozamiento del agua contra el escarpe.

Para resistir.—Peso de la fábrica.

Componente vertical de la presión hidráulica o de los sedimentos en el paramento de agua arriba.

Peso del agua sobre la coronación.

Presión del agua contra el paramento de agua abajo.

Cohesión de la fábrica.

Presión hidráulica.—Sabemos que ésta se ejerce normalmente a la superficie. Si suponemos un elemento de ésta ds, normalmente a él actuará una presión $y \cdot ds$. La proyección sobre el eje Y (fig. 161) es: $y \cdot ds \cdot \cos \alpha$. Pero $ds \cos \alpha = dx$. Luego la componente vertical de la presión diferencial será ydx. E, integrando entre los puntos a y b, es decir, entre valores de $x = 0$ y $x = oc$ tendremos

$$\int_o^{oc} ydx$$

pero esta expresión es el área $obca$. Luego la componente vertical es el peso del prisma hidráulico de base $obac$ y de altura 1 m.

La componente horizontal será

$$\int_{h_1}^{h} y \cdot ds \cdot \operatorname{sen} \alpha = \int_{h_1}^{h} ydy = \frac{h^2}{2} - \frac{{h_1}^2}{2}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

es decir, el peso del prisma de base trapecial *bdmn*, en que el ángulo $mnb = 45^o$. En ambos casos las fuerzas se aplican en los centros de gravedad de las figuras indicadas.

La componente vertical es resistente. La horizontal, volcadora.

La presión dinámica sobre el paramento de agua arriba, debida al agua en movimiento, es corriente tenerla en cuenta suponiendo en los cálculos un nivel de aguas superior al máximo que dé la mayor riada en una altura igual a dos veces la debida a la velocidad de las aguas afluentes. Es decir, que si suponemos que la máxima riada conocida o supuesta da una altura h_o de lámina vertiente y

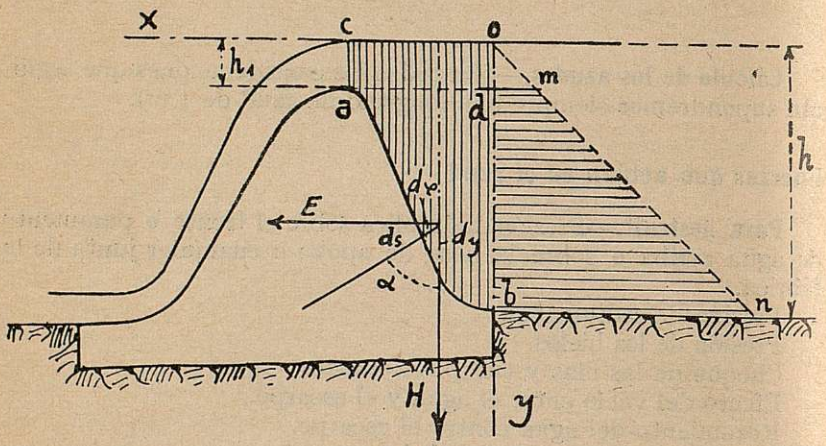


Fig. 161.

llamamos Q el caudal de esta lámina y w la sección mojada, la velocidad media u de las aguas será $u = \frac{Q}{w}$; la altura debida a esta velocidad será $h_2 = \frac{u^2}{2g}$, y el nivel de agua para el cálculo quedará sobre la coronación a una altura de $h_o + 2h_2 = h_o + \frac{u^2}{g}$. Este último término suele ser de escaso valor, y corrientemente se desprecia.

Como la presión de agua sobre el paramento de agua arriba aumenta con la citada altura, hay que partir siempre para el cálculo, como antes decimos, del máximo nivel posible, es decir, de la mayor riada ocurrida o que pueda ocurrir.

Subpresión.—Si el azud se apoya sobre terreno permeable, hay que tener en cuenta la presión hidráulica de abajo arriba sobre la base de apoyo, y a esta presión, comúnmente, se le llama subpresión.

Aun en azudes apoyados sobre terrenos impermeables cabe que la fábrica no se una bien al terreno y que por la grieta se introduzca

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

el agua, que determinará una presión normal sobre la superficie de apoyo. Cabe, además, que esto mismo se produzca en cualquier grieta que se origine en la fábrica, bien por interrupción de la obra y defectuosa unión de la obra nueva con la antigua, o por otra causa cualquiera. Si suponemos el caso de la figura 162, en que en la junta *ab* se ejerza la subpresión, ésta será igual en *a* a la presión correspondiente a la profundidad h_2, y en *b* a la h_1; y si suponemos que la variación entre *c* y *d* de dicha subpresión corresponde a una función lineal, tenemos que dicha subpresión vendrá representada

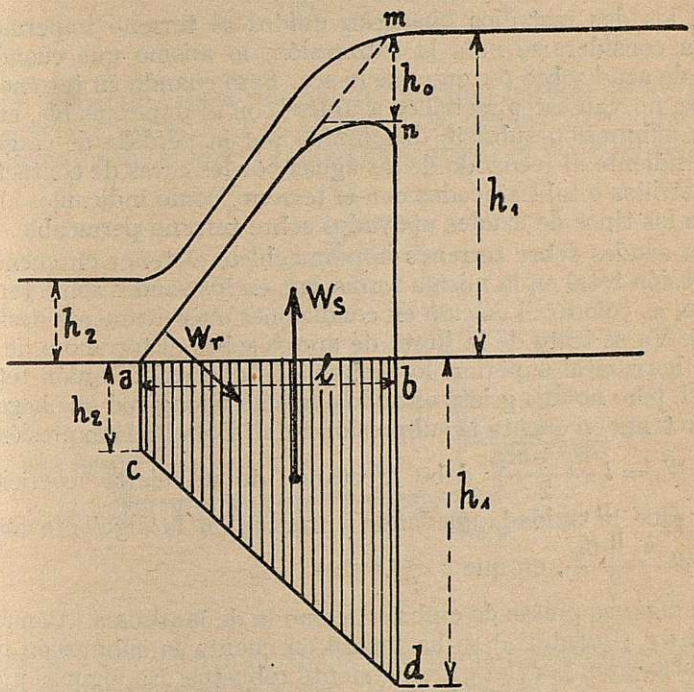


Fig. 162.

por el prisma líquido de base trapecial *abdc*; es decir, que para un metro de longitud del azud, se expresará en toneladas por

$$W_s = \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot l$$

Si suponemos que la subpresión se ejerciese en una junta horizontal por encima del nivel de agua abajo, entonces la figura representativa de aquélla sería un triángulo y la expresión anterior se convertiría en $W_s = \frac{lh}{2}$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si suponemos que en a no tengan salida las aguas, por ejemplo, cuando en azud sobre terreno permeable se construye un rastrillo que se une en su base a terreno impermeable, entonces la subpresión se ejerce sobre el ancho l con la carga h_1, y la expresión citada se convierte en $W_s = lh_1$.

Si en un azud sobre terreno permeable llevásemos el rastrillo de agua arriba a unirlo al terreno impermeable, teniendo seguridad de esta unión, podríamos considerar la subpresión reducida a la ejercida en todo el ancho l por la carga h_2, y la expresión de aquélla sería $W_s = lh_2$.

Si los dos rastrillos quedasen unidos al terreno impermeable podría considerarse nula la subpresión, lo mismo que cuando se trata de azud sobre terreno que lo sea. Pero cuando en terreno permeable no van estos rastrillos a unirse con el impermeable, entonces la subpresión subsiste disminuída por la pérdida de carga correspondiente al recorrido de las aguas por las caras de contacto de los rastrillos o tablestacados con el terreno, como indicamos al tratar de los tipos de azudes apoyados sobre terreno permeable.

En azudes sobre terrenos impermeables, el tener en cuenta la subpresión total en la misma forma que en los azudes sobre terreno poroso, es colocar el cálculo en condiciones excesivamente desfavorables. Ya se trate de la junta de apoyo sobre el terreno o de una junta horizontal superior, lo probable es que exista unión total o parcial, pero no una grieta en todo el ancho y longitud que haga necesario tener en cuenta la subpresión total. Por ello la expresión general $W_s = l \frac{h_1 + h_2}{2}$ debe afectarse de un cierto coeficiente menor que la unidad, quedando entonces en la siguiente forma: $W_s = cl \frac{h_1 + h_2}{2}$, en que $c < l$.

En algunas presas de embalse, como la de Marklissa (Alemania) y Vyrnwy (Inglaterra) se ha tenido en cuenta la subpresión total y se obtuvieron perfiles excesivamente robustos. En algunas presas norteamericanas no se ha tenido en cuenta, y en las que se ha hecho, en el cálculo, al coeficiente c, como máximo, se le ha dado un valor de 0,66. Las presas españolas corrientemente se calculan con la condición de Lévy, que equivale a suponer la subpresión total.

En el cálculo de los azudes sobre terrenos impermeables creemos que basta adoptar la repartición triangular de la subpresión en todas las juntas, incluso en la base de apoyo, teniendo en cuenta en azudes altos el escaso valor de h_2 y dando al coeficiente c el valor de 0,50; de modo que en cualquier junta la subpresión vendrá representada por $W = 0{,}25\ hl$, siendo h la carga hidráulica en la junta.

Presión de los sedimentos.—Se puede considerar como excepcional el caso de una presa o azud situado en una corriente de agua tan clara, en todas las situaciones de ella, que no se determinen sedi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mentos, y aunque los desagües de fondo los aminoren, nunca los hacen desaparecer por completo.

Los sedimentos determinan una presión sobre el paramento de agua arriba, adicional a la presión hidráulica.

Si suponemos (fig. 163) una altura de sedimentos h_3, producirán éstos una componente W_t vertical favorable a la resistencia del azud, que se puede despreciar, y otra componente horizontal, que puede ser obtenida por la fórmula de Rankine

$$E' = \frac{\gamma_2 h_3^2}{2}\left(\frac{1-\operatorname{sen}\alpha}{1+\operatorname{sen}\alpha}\right)$$

siendo α el ángulo con la horizontal del talud natural de los sedimentos debajo del agua, y γ_2 el peso de la unidad de volumen de los sedimentos en el aire o sumergidos, según se trate de suponer

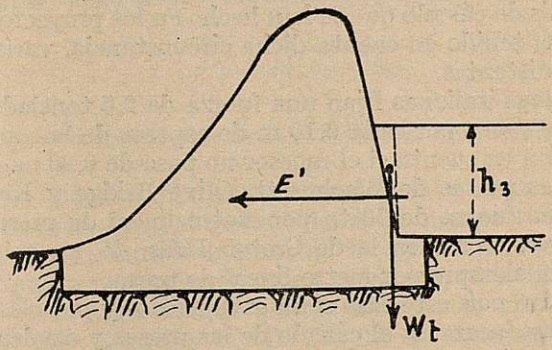


Fig. 163.

el embalse vacío o lleno. Si suponemos que γ_2 represente el peso de los sedimentos sumergidos y que γ'_2 sea el mismo peso en el aire, y llamando k el volumen de hueco de los sedimentos por unidad de volumen y suponiendo el peso del metro cúbico de agua igual a una tonelada, el del agua desplazada cuando se sumerge la unidad de volumen del sedimento será $(1 - k)$; por lo tanto, el peso γ_2 del sedimento sumergido será $\gamma_2 = \gamma_2 - (1 - k)$.

Supongamos que el sedimento pesa 1,770 toneladas por m^3 y que K sea igual a 0,30; tendremos $\gamma_2 = 1{,}770 - 1 + 0{,}30 = 1{,}070$.

Es decir, próximamente el peso del sedimento sumergido es igual al del agua.

Si suponemos que el sedimento es capaz de actuar como fango líquido, los valores usuales son $\gamma'_2 = 2$; $k = 0$; $\alpha = 0$.

Entonces $\gamma_2 = 2{,}0 - 1 = 1$.

Cuando se trata de grava y arena los valores corrientes son $\gamma_2 = 1{,}770$ tn; $k = 0{,}30$; $\alpha = 30^o$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La presión de los sedimentos en la cara de agua arriba, y la subpresión no deben considerarse actuando simultáneamente contra el azud, porque los sedimentos, especialmente los primeramente depositados, son de material muy tenue, que impermeabiliza las grietas, evitando la subpresión. Por ello sólo se suele tener en cuenta una de las dos fuerzas, la que da el caso más desfavorable, casi siempre la subpresión.

Se ha pretendido por algunos que al tener en cuenta la presión de los sedimentos no debe tenerse en cuenta la del agua en la altura debida a aquéllos; pero esta hipótesis, aunque tenga efectividad, no debe hacerse para colocar el azud o la presa en condiciones desfavorables de cálculo.

Presión de los hielos.—En comarcas en que pueda darse el caso de helarse la superficie de las aguas, en el cálculo de las presas debe tenerse en cuenta la presión de los hielos sobre ellas.

La cuantía de dicha fuerza ha de depender del espesor que pueda adquirir la capa de hielo, y su determinación no es posible fijarla. Las hipótesis de cálculo que se han hecho en los proyectos de presas en que se ha tenido en cuenta dicha circunstancia, varían entre límites muy distantes.

Las normas italianas fijan una fuerza de 2,5 toneladas por metro lineal de presa por cada 0,10 m de espesor de la capa de hielo; y no lo tienen en cuenta si el espesor no pasa de 0,20 m. Los americanos, en las presas de Wachusett, Olive Bridge y Keurico, han supuesto una fuerza de 70 tn por metro lineal de presa; en la de Quater River, 65 tn; en la de Croton Falls, 45, y en la de Cross River, 36 tn, siempre por metro lineal de presa.

En nuestro país este caso sería excepcional y por ello prescindiremos de esta fuerza en el cálculo de las presas y azudes.

El choque de las olas y cuerpos flotantes no se tiene en cuenta en los cálculos, por la dificultad de prever su importancia. Se procura que la coronación, que es la que tiene que sufrir dichos choques, tenga una ejecución cuidadosa y la fábrica resulte de naturaleza monolítica, y dar a la sección dimensiones algo mayores en dicho punto que las que resulten de un cálculo teórico estricto.

Efecto del vacío entre la lámina líquida vertiente y el escarpe. Debe procurarse que este vacío no se produzca, acoplando para ello la fábrica a la forma de la lámina vertiente en el caso más desfavorable, que es el del máximo espesor de la lámina.

Cuando por circunstancias especiales haya que hacer el escarpe rápido y la lámina vertiente se separa de la fábrica, entonces, si no existe buena comunicación entre la cámara que se forma bajo la lámina líquida y el aire, la disminución de presión o fuerza de succión que tiende a volcar el azud puede llegar, en azudes de vertedero libre, a ser equivalente a una altura líquida igual a la de la lámina vertiente.

Para determinar la forma de la lámina vertiente, y como consecuencia la que conviene dar al escarpe, W. P. Creager, en su obra

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Hydro-Electric Handbook (en estas consideraciones de cálculo seguimos muy de cerca las que hace dicho ingeniero), ha partido de las experiencias de Bazin para fijar tres puntos del filete líquido de velocidad media de la lámina vertiente y con ellos determinar el parámetro de la parábola que forma dicho filete líquido y la posición de su vértice. Luego fija la posición de los filetes superior e inferior de dicha lámina, por las consideraciones siguientes: el filete de velocidad media queda, según datos experimentales, a $^1/_3$ del filete líquido inferior. Si llamamos v la velocidad del filete de velocidad media en un punto a x metros por debajo de la coronación y v_h y v_v las componentes horizontal y vertical, sabemos que v_h es la velocidad horizontal inicial, es decir, la media de la lámina por encima del vértice de la parábola, y $v_v = \sqrt{2gx}$. De modo que $v = \sqrt{v_h^2 + 2gx}$. La sección de la lámina vertiente a la distancia x de la coronación, para un metro de longitud del azud, es igual al espesor e de dicha lámina; por lo tanto, el caudal q por metro lineal de azud (cantidad conocida), será

$$q = e \cdot v = e\sqrt{v_h^2 + 2gx}$$

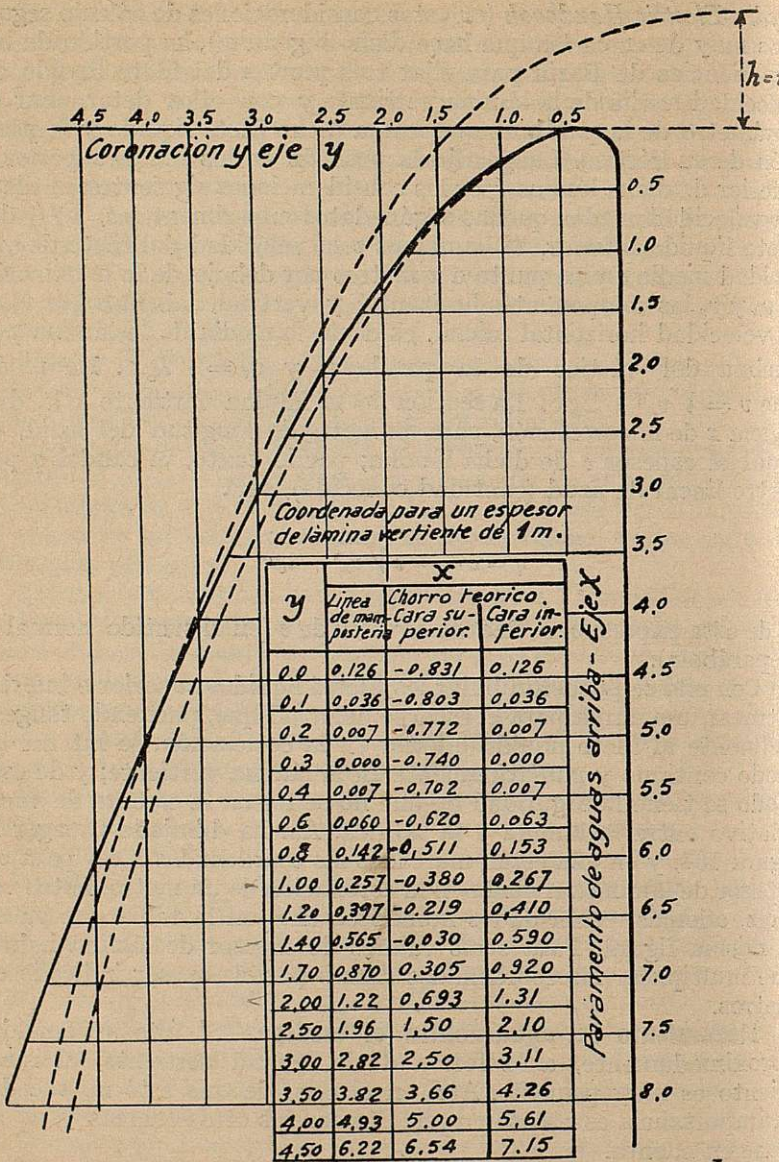
Y de esta expresión se deduce el valor de e (en el sentido normal a la parábola).

Con ello se pueden dibujar los filetes líquidos superior e inferior y trazar una curva para el escarpe del azud que, partiendo tangencialmente al filete líquido inferior en la coronación, se interne de modo continuo y paulatinamente en la lámina vertiente; y de este modo se tiene la seguridad de que no se forma la cámara de vacío relativo entre la lámina y la fábrica. Así ha dibujado Creager la figura 164, y en ella están marcadas las coordenadas x e y para un espesor de lámina vertiente en la coronación de un metro. Estos valores, además, están dados numéricamente en la tabla que va en la misma figura. Para otros valores de espesor de lámina habría que multiplicar las coordenadas dichas por el espesor indicado en metros.

Rozamiento del agua contra el escarpe.—Si éste se amolda, aproximadamente, a la forma de la lámina vertiente, el rozamiento es muy pequeño. Aun en el caso de que esto no suceda, su importancia es escasa en relación con las otras fuerzas y no se tiene en cuenta.

Peso de la fábrica.—Siendo una fuerza favorable, conviene que sea grande, y para ello elegir piedra de la mayor densidad, dentro de las posibilidades económicas. De todos modos, o se parte de una cifra baja para mayor seguridad de los cálculos, o se determina por ensayos hechos con los materiales que han de emplearse. Aproximadamente pueden servir las cifras siguientes:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



y	x		
	Línea de mampostería	Chorro teórico. Cara superior.	Cara inferior.
0.0	0.126	-0.831	0.126
0.1	0.036	-0.803	0.036
0.2	0.007	-0.772	0.007
0.3	0.000	-0.740	0.000
0.4	0.007	-0.702	0.007
0.6	0.060	-0.620	0.063
0.8	0.142	-0.511	0.153
1.00	0.257	-0.380	0.267
1.20	0.397	-0.219	0.410
1.40	0.565	-0.030	0.590
1.70	0.870	0.305	0.920
2.00	1.22	0.693	1.31
2.50	1.96	1.50	2.10
3.00	2.82	2.50	3.11
3.50	3.82	3.66	4.26
4.00	4.93	5.00	5.61
4.50	6.22	6.54	7.15

Estas cantidades deben multiplicarse por el espesor h de la lámina vertiente en metros.

Fig. 164.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Peso del metro cúbico de diferentes fábricas

Sillería:

Granito, sienita, gneis	2 650	kilogramos
Caliza, mármol	2 550	»
Arenisca	2 240	»

Mampostería:

Granito, sienita, gneis	2 480	»
Caliza, mármol	2 400	»
Arenisca	2 100	»

Hormigón:

Roca volcánica	de 2 400 a 2 560	»
Grava	de 2 240 a 2 560	»
Granito, sienita, gneis	de 2 160 a 2 560	»
Caliza, mármol, cuarzo	de 2 240 a 2 320	»
Arenisca	de 2 080 a 2 240	»

En el hormigón varía poco el peso al cambiar las proporciones de los ingredientes. A fin de aumentarlo, se suelen embeber en la masa bloques grandes formando el hormigón ciclópeo o mampostería hormigonada.

Peso del agua sobre la coronación.—Si el escarpe se acopla aproximadamente a la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente, no ejercerá el agua ninguna presión ni sobre la coronación ni sobre el escarpe, y por ello no se tiene en cuenta el peso del agua a partir de *mn* de la figura 162 hacia agua abajo. Aun no acoplándose, al no tener en cuenta la componente vertical que la lámina vertiente determine sobre la coronación y el escarpe, se desprecia una fuerza favorable, y con ello hay más garantía de seguridad del azud.

Presión del agua sobre el paramento de agua abajo o escarpe. Según Gibson (*Hidraulics and its Applications*), para que el nivel de agua abajo correspondiente al calado h_3 (fig. 61) acometa al escarpe de la presa y no se forme la depresión u ola estacionaria que indica la figura, es necesario que

$$h_3 \geqq \sqrt{\frac{2h_2v^2}{g} + \frac{h_2^2}{4}} - \frac{h_2}{2}$$

Los valores de h_3 y h_2 se indican en la figura; v es la velocidad media de la lámina vertiente al pie del azud. Sólo en el caso indicado puede tenerse en cuenta la presión en el paramento de agua abajo. Cuando h_3 no alcance el valor del segundo miembro, se forma depresión al pie del azud y no hay apenas presión sobre el escarpe. Por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

esto, y teniendo en cuenta que despreciando dicho efecto favorable se coloca el cálculo del azud en condiciones más rigurosas y el perfil obtenido es de más seguridad, se prescinde de él.

Cohesión de la fábrica.—Para mayor seguridad, no se tiene en cuenta.

Causas de destrucción de los azudes o presas.—Hay dos modos directos de destrucción:

1.º Por deslizamiento o en una junta por encima de la cimentación o en la superficie de apoyo sobre el terreno, o en una grieta debajo de los cimientos.

2.º Por vuelco alrededor del borde de agua abajo de una junta por encima de la cimentación o en el apoyo de cimientos o por debajo de ellos.

La causa directa del deslizamiento es la existencia de fuerzas horizontales mayores que la resistencia al esfuerzo cortante y la fricción estática producida por las fuerzas verticales.

La causa directa del vuelco es la presencia de fuerzas horizontales bastante grandes en comparación de las fuerzas verticales para que la resultante de todas las fuerzas, actuando en el azud o presa por encima de cualquier junta horizontal, corte a esta junta fuera de los límites de ella. (No se tiene en cuenta la resistencia a los esfuerzos de tensión, es decir, la cohesión del material.)

Una presa o azud puede iniciar el vuelco y acabar por deslizar. Esto es causado por el hecho de que cuando se inicia el vuelco no solamente se reduce la resistencia al esfuerzo cortante, sino que la entrada del agua en la fisura produce subpresión que disminuye el peso de la fábrica, así como disminuye también la resistencia a la fricción y acaba por deslizar.

Una presa o azud en que la resultante caiga dentro de la junta puede volcar si el pie o borde de la junta se destruye por aplastamiento u otras causas, de modo de reducir la longitud efectiva de dicha junta lo suficiente para que la resultante caiga fuera de ella.

Una presa o azud, supuesto estable, puede volcar si por erosión producida por el agua vertiente resulta que la resultante cae por fuera de una junta ideal por bajo de los cimientos, o puede deslizar en dicho caso si descubre una capa de arcilla u otro material que sea causa del deslizamiento.

Una presa o azud puede destruirse al desagregarse los materiales por la acción del tiempo. Pero si éstos son buenos y se utilizan bien, puede decirse que son prácticamente indestructibles.

Condiciones para la estabilidad de la presa o azud resistiendo por su peso.—En el cálculo de una presa o azud deben tenerse en cuenta las condiciones siguientes:

1.ª No deben producirse tensiones en ninguna junta de la presa o azud bajo ninguna hipótesis de carga; a este fin, la resultante de todas las fuerzas, actuando por encima de cualquier junta horizon-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tal, incluyendo la subpresión, debe quedar dentro del núcleo central. Con ello se tiene seguridad de que el coeficiente de estabilidad al vuelco es mayor que 1.

2.ª La tangente del ángulo que la resultante de todas las fuerzas actuando por encima de cualquier junta horizontal forme con la vertical, debe ser menor que el coeficiente de rozamiento de la fábrica. Este coeficiente se toma corrientemente igual a 0,75 para rozamiento de fábrica con fábrica o roca. Cuando la fábrica se apoya sobre tierra, grava o arena, es necesario tomar un valor menor, que a veces llega a $^1/_2$ de dicho valor.

3.ª El trabajo máximo por unidad de superficie a que deba quedar sometida la fábrica debe ser menor que el límite máximo adoptado. Dicho trabajo no sólo se refiere a los esfuerzos máximos verticales, sino a los inclinados o esfuerzos principales, que son paralelos al paramento de agua abajo.

En época no muy alejada se fijaba como límite de trabajo de la mampostería con mortero de cal hidráulica el de 6 a 8 kg por centímetro cuadrado. Más tarde se llegó a admitir hasta 14 kg, y con mortero de cemento portland, hasta 22 kg.

El trabajo a que pueda admitirse quede sometido el hormigón depende de su dosificación y consiguiente resistencia a la rotura, llegando a límites de 22 kg, como sucede en la presa española de Camarasa, en que se hizo una dosificación racional de los elementos áridos y se empleó el sand-cement con proporciones de 55 por 100 de clinker y 45 por 100 de caliza, resultando por metro cúbico de hormigón 157 kg de cemento.

En los azudes, debido a su altura relativamente escasa, no se alcanzan nunca presiones que excedan de los límites corrientes admitidos y, por lo tanto, no hay que preocuparse de esta condición.

Al tener en cuenta la subpresión en los azudes, corrientemente no se cumplen las condiciones 1.ª y 2.ª en una zona de alto variable a partir de la coronación, cuando la altura de la lámina vertiente pasa de cierto límite. Pero se evitan estas deficiencias haciendo la fábrica monolítica o uniendo bien (a veces con grapas de hierro) los sillares que forman la coronación o reforzando la fábrica en dicha parte con armadura de hierro.

Procedimientos de cálculo.—Si hiciésemos el cálculo del perfil teórico de un azud, en la hipótesis de no considerar la subpresión, sujetándolo a la condición de que la resultante pasase por el extremo de agua abajo del núcleo central, obtendríamos una ecuación diferencial que no se podría integrar más que cuando se supusiera que el nivel del embalse alcanzara el de la coronación de la presa; y resultará entonces, llamando b el ancho de la base, $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$, siendo h la altura de la presa y γ el peso del metro cúbico de fábrica en toneladas.

Este resultado se puede obtener directamente como sigue:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si en la figura 165 (que representa el perfil triangular esquemático de la presa y del empuje, siendo P el peso de aquélla y E el valor de dicho empuje) tomamos momentos con respecto al centro de presión, suponiendo que éste se encuentre en el extremo agua abajo del núcleo central, tendremos que el momento de la resul-

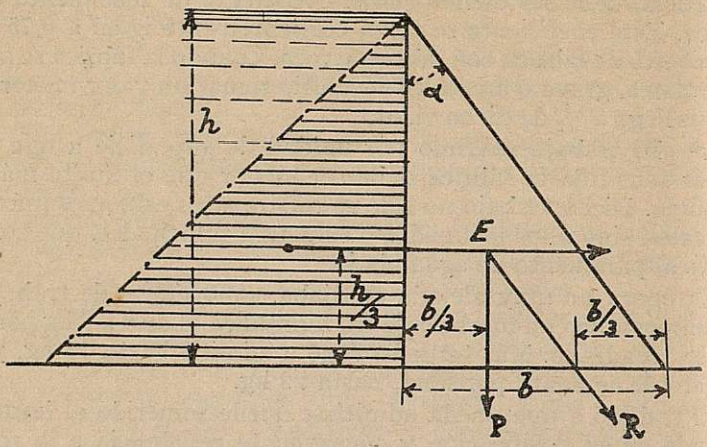


Fig. 165.

tante será igual a cero, lo mismo que la suma de momentos de las componentes, o sea:

$$P\frac{b}{3} - E\frac{h}{3} = 0$$

pero

$$E = \frac{h^2}{2} \qquad P = \frac{1}{2}bh\gamma$$

luego

$$\frac{1}{2}\gamma\frac{b^2h}{3} = \frac{h^3}{6} \qquad b^2 = \frac{h^2}{\gamma} \qquad b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$$

Si suponemos que la subpresión se ejerce en todo el ancho de la base con una carga constante igual a h, procediendo análogamente tendríamos, llamando W_s la subpresión

$$P\frac{b}{3} - E\frac{h}{3} - W_s\frac{b}{6} = 0$$

y como

$$W_s = bh$$

resulta

$$\frac{1}{2}\gamma\frac{b^2h}{3} - \frac{h^3}{6} - \frac{b^2h}{6} = 0$$

de aquí se saca

$$b = \frac{h}{\sqrt{\gamma - 1}}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Este mismo valor se obtendría si sujetásemos la presa a la condición de Lévy de que la presión en cualquier punto del paramento de aguas arriba fuese igual a la carga hidráulica (no suponiendo la existencia de la subpresión).

Procedimiento expedito.—Cualquiera que sea de éstas la hipótesis de cálculo que se admita, podríamos hacer la consideración siguiente: Si en la figura 166, en que suponemos que el espesor de la lámina vertiente es h_o, prolongamos el paramento vertical de agua arriba hasta el nivel de aguas y desde el punto de intersección trazamos una recta que nos dé el perfil triangular calculado por una de dichas expresiones. Si la presa *mnq* es suficiente por su peso para resistir el empuje determinado por el prisma hidráulico *mns*, y la presa *mtk* resiste el empuje del prisma de base *mrt*, parece evidente

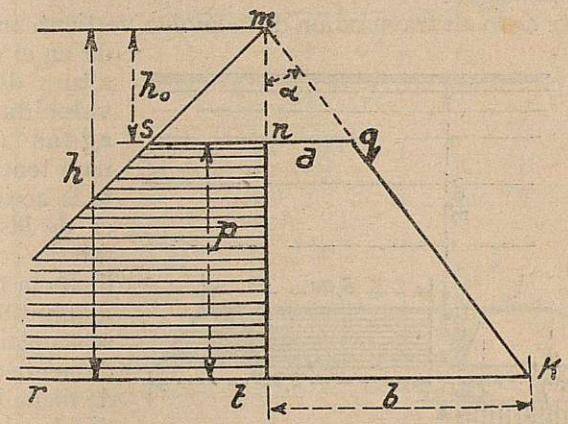


Fig. 166.

que el azud *nqkt*, diferencia de las dos presas indicadas, resiste al empuje del prisma de base trapecial *nsrt*.

Se puede, pues, proyectar expeditamente el perfil de un azud como queda indicado. Luego se redondea el ángulo de agua abajo de la coronación con un arco de círculo tangente en *n* a *nq* y al lado *qk*; y para mayor seguridad se le añade agua arriba un rectángulo de toda la altura del azud y ancho $0{,}25h_o$ y se le redondea el ángulo de agua arriba de modo que quede la coronación en la forma análoga a la de la lámina vertiente.

Podría también procederse como sigue: Se elige el ancho de la coronación y se establece la ecuación de condición, tomando como incógnita el ancho de la base, para que la resultante de todas las fuerzas que se consideren pase por el extremo del núcleo central. De esta ecuación se obtiene el valor del ancho de la base.

Se puede también elegir un perfil que se juzgue que aproximadamente cumple con la condición dicha y comprobar si así sucede, y

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

variar el ancho de la base o de la coronación o de las dos hasta que se encuentre el perfil que satisfaga.

Una vez visto que cumple el perfil con la condición 1.ª se comprueba si cumple con la 2.ª, y si no la cumple se aumentan sus dimensiones lo suficiente; o para determinarlas directamente y partiendo de un cierto ancho de la coronación, se establece la ecuación de condición y de ella se deduce el ancho de la base.

El pie del escarpe se redondea uniéndolo a la contraescarpa por un arco de círculo tangente a los dos, de radio que varía entre la mitad de la altura de la presa y esta misma altura; esta variación se establece aumentando dicho radio con la altura de la presa o azud y con el espesor de la lámina vertiente.

Procedimiento Creager.—W. P. Creager, para calcular un azud dándole forma aproximada a la de la lámina vertiente, dispone los cálculos como sigue:

Se parte de la altura máxima de la lámina vertiente incrementada en el doble de la altura debida a la velocidad de las aguas afluentes para tener en cuenta la acción dinámica de las aguas. Se dibuja como se ha dicho la línea de la mampostería, que se acopla aproximadamente a la forma de dicha lámina. Se divide el azud en zonas y en ellas la línea de paramento se sustituye por una poligonal, y se va haciendo la comprobación de cada zona, teniendo en cuenta como fuerzas actuantes el peso del azud, la presión hidráulica agua arriba y la subpresión, determinada ésta por la mitad del prisma líquido de base triangular, siendo un cateto el ancho de cada junta y el otro cateto la carga hidráulica sobre ella.

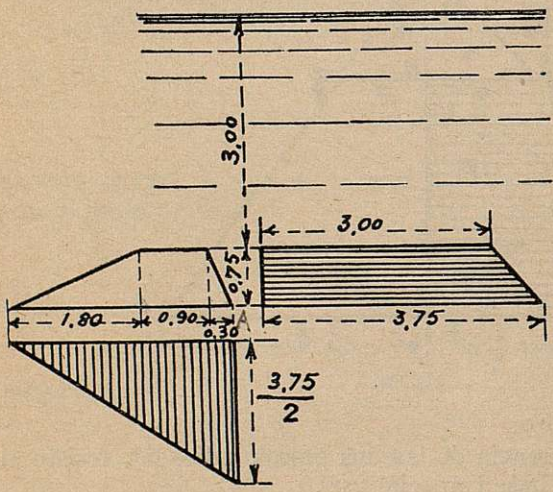


Fig. 167.

Supongamos, por ejemplo, que $h = 3$ m (espesor de lámina) y el peso del metro cúbico de fábrica = 2 300 kg. Dibujada la curva de paramento citada, consideremos una zona de 0,75 m de altura e inscribamos en dicha curva el trapecio que indica la figura 167.

Las fuerzas hidráulicas actuantes están representadas en la figura.

Para cálculo de fuerzas y momentos respecto a A se forma la tabla siguiente:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

TABLA I

Comprobación para la junta 0,75 m bajo la coronación

ESPECIFICACION		Elementos		Fuerzas	Brazo de palanca		Momentos — Kgm
Fuerzas verticales.....	Mampostería.....	$\frac{0{,}30 \times 0{,}75 \times 2\,300}{2}$		259	0,20		52
		$0{,}90 \times 0{,}75 \times 2\,300$		1 552	0,75		1 164
		$\frac{1{,}80 \times 0{,}75 \times 2\,300}{2}$		1 552	1,80		2 794
			$\Sigma(W)_E$	3 363		$\Sigma(W_x)_E$	4 010
	Subpresión.....	$\frac{3{,}00 \times 3{,}75}{2} \times \frac{1\,000}{2}$		— 2 812	1,00		— 2 812
			$\Sigma(W)_F$	551		$\Sigma(W_x)_F$	1 198
Fuerzas horizontales....	Presión hidrostática...	$\frac{3{,}00 \times 0{,}75}{2} \times 1\,000$		2 250	0,375		844
		$\frac{0{,}75}{2} \times 1\,000$		281	0,25		70
			$\Sigma(P)_F$	2 531		$\Sigma(P_x)_F$	914
				$\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F =$			2 112

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

De esta tabla deducimos que el punto de aplicación de la resultante distará de A (tomando con respecto a este punto momentos):

$$T = \frac{\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{2\,112}{551} = 3,80$$

Es decir, que la resultante sale fuera de la junta y que toda la sección está sometida a esfuerzos de tensión.

El ángulo θ de la resultante con la vertical está dado por

$$\text{tag } \theta = \frac{\Sigma(P)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{2\,531}{551} = 4,60$$

valor mucho mayor que el admitido de 0,75. Está, pues, esta faja en malas condiciones de resistencia. Ya indicamos que esto ocurre en las fajas superiores de todo azud cuando se tiene en cuenta la subpresión y la lámina vertiente tiene cierta importancia y cuando se le da la forma de dicha lámina al azud, y que conviene tomar precauciones en la construcción para compensar dichas deficiencias.

Se continúa así la comprobación por fajas y se llega a una junta en que la resultante pasa por el extremo exterior del núcleo central, y más abajo de esta junta la curva de presiones queda dentro de dicho núcleo. Se comprueba también el valor de tag θ y se ve que a partir de cierta junta es inferior a 0,75.

Siguiendo la comprobación se llega a otra junta en azudes altos, en que la resultante sale hacia agua abajo otra vez del núcleo central. Entonces es necesario dar a las juntas más ancho que el deducido de la línea de mampostería determinada, como antes se ha dicho. A partir, pues, de dicha junta y para las inferiores, se fija por tanteos dicho ancho y se hace la comprobación hasta que se obtenga que la resultante pasa por el extremo del núcleo. Al mismo tiempo se comprueba el valor de tangente θ, que debe mantenerse por debajo de 0,75.

Puede suceder que el azud no tenga altura suficiente para que la resultante se salga fuera del núcleo, como últimamente hemos dicho.

En el apéndice número 1 desarrollamos un caso particular de cálculo de un azud de 27 m de altura.

Respecto a la forma más conveniente del perfil transversal de una presa, la comparación de los tres perfiles indicados en la figura 167_a nos da que la preferible es la I, o sea paramento de agua arriba vertical, e inclinado el de agua abajo. Y, en efecto, tomando momentos con respecto al extremo o de agua abajo del núcleo cen-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

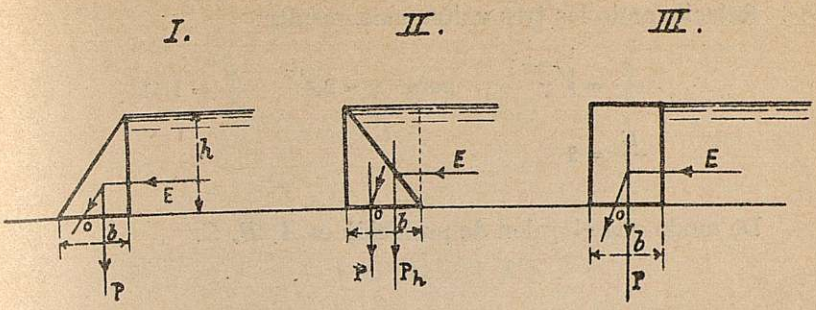


Fig. 167*a*.

tral y suponiendo que no hay subpresión y que la resultante pase por dicho punto, tenemos:

Perfil I.—Fuerzas actuantes: P = peso propio $\frac{1}{2}\, bh\gamma$ (γ peso de la unidad de volumen de la fábrica)

$$E \text{ empuje } \frac{1}{2}\, h^2$$

$$\text{Momentos: } \frac{1}{2}\, bh\, \frac{1}{3}\, b\gamma = \frac{1}{2}\, h^2\, \frac{h}{3} \qquad b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$$

$$\text{Volumen } A \text{ del metro lineal: } A = \frac{1}{2}\, \frac{h^2}{\sqrt{\gamma}}$$

Perfil II.—Fuerzas actuantes: P = peso propio $\frac{1}{2}\, bh\gamma$

$$E \text{ empuje } \frac{1}{2}\, h^2$$

P_h componente vertical de la presión hidráulica $\frac{1}{2}\, bh$

$$\text{Momentos: } \frac{1}{2}\, bh\, \frac{b}{3} = \frac{1}{2}\, h^2\, \frac{h}{3} \qquad b = h$$

$$\text{Volumen } B \text{ del metro lineal: } \frac{1}{2}\, h^2$$

Perfil III.—Fuerzas actuantes: P = peso propio $bh\gamma$

$$E \text{ empuje } \frac{1}{2}\, h^2$$

$$\text{Momentos: } bh\gamma\, \frac{b}{6} = \frac{h^2}{2}\, \frac{h}{3} \qquad b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$$

$$\text{Volumen } C \text{ por metro lineal: } \frac{h^2}{\sqrt{\gamma}}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Relacionando los tres volúmenes, resulta:

$$\frac{B}{A} = \sqrt{\gamma} \qquad \text{para} \quad \gamma = 2{,}3 \qquad \frac{B}{A} = 1{,}51$$

$$\frac{C}{A} = 2$$

De modo que el orden de prelación es A, B, C.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO X

CANALES

Canales.—Los canales sirven para conducir, con fines diversos, masas de agua derivadas de los álveos naturales de los ríos, torrentes, lagos, embalses artificiales, o del subsuelo, mediante captación conveniente.

Según su destino, se dividen los canales en:

a) Canales industriales.
b) » de abastecimiento de poblaciones.
c) » de riego.
d) » navegables.
e) » para mejoramiento de terrenos, que pueden ser: o de drenaje, o de atarquinamiento o sedimentación artificial.

El caudal de los canales es constante en los *a*), *b*) y *d*); en cambio varía en los canales de riego y de drenaje, disminuyendo en los primeros a medida que se avanza en ellos, y aumentando en los segundos. Por ello varía de igual modo la sección transversal.

Otra diferencia entre estas dos clases de canales es que el nivel de aguas debe mantenerse en los de riego por encima del terreno a regar, mientras que en los de drenaje debe situarse por debajo del terreno a sanear. La pendiente de estos últimos va disminuyendo desde agua arriba a agua abajo, mientras que la del primero puede ir aumentando. Los canales de drenaje se sitúan en la línea más baja del terreno y los de riego lo más alto posible.

Trazado de los canales.—Al formar el proyecto del canal hay que fijar su origen o toma de aguas y el desemboque en la casa de máquinas en las cámaras de las turbinas. Cuando el salto tiene más de 10 a 15 m convendrá dar entrada a las aguas en la casa de máquinas por tubería forzada, y para ello elegir la ubicación de la cámara de presión en donde termina el canal y empieza la tubería.

Conocidos, pues, el principio y fin del canal, claro está que la solución en línea recta es la que daría menos desarrollo y menos pérdida de salto. Pero esto casi nunca es posible, por el aumento de coste que significaría el movimiento de tierras y las obras de fá-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

brica que habría que hacer para salvar los accidentes del terreno. Por ello hay que elegir una solución de más desarrollo que la recta, atendiendo a las siguientes consideraciones:

a) Debe buscarse una solución que represente la mayor economía, no sólo de construcción, sino de explotación.

b) Debe evitarse el cruzar terrenos permeables, que darían pérdidas grandes por filtración o exigirían un revestimiento del contorno bañado, cuando el canal tenga mucha longitud y resultara muy costoso el revestirlo.

c) Debe evitarse el cruzar terrenos corredizos, que daría inestabilidad al canal.

d) Debe procurarse llevar el canal en desmonte, al menos en la parte inferior de su perfil.

e) Debe alejarse el canal de los escarpes del río que pueden ser atacados por éste, y en caso de no ser posible, defender la margen del río.

Para conseguir la mayor economía, podría pensarse el que hubiese compensación entre los desmontes y terraplenes, como se procura en las explanaciones de los caminos; pero aquí el canal en terraplén constituye un punto débil y exige cuidados de construcción para evitar las filtraciones, y por ello sólo debe apelarse a él en caso extremo.

Así, pues, lo corriente es acoplar el canal a la línea de pendiente del terreno igual a la elegida para el canal y mover el trazado lateral lo que convenga, para que yendo en desmonte, casi siempre, proporcione un volumen lo más reducido posible de movimiento de tierras y las obras de fábrica tengan buena ubicación.

Canal en desmonte.—Es la solución más segura a los efectos de la estabilidad y de la aminoración de filtraciones. Pero a veces, por huir de grandes trincheras o por disminuir la longitud, se acude a disponerlos a media ladera o en terraplén.

Canal a media ladera.—Participa en parte de las ventajas de la solución en desmonte y de los inconvenientes de la de terraplén. Cuando la ladera tiene una inclinación muy rígida y la formación del terraplén lateral requiriera mucho volumen y hubiese, además, peligro de deslizamiento, se sustituye la zona del terraplén por muro de contención.

Canal en terraplén.—Se debe acudir a él excepcionalmente. Para que el terraplén en los canales tenga las debidas condiciones de estabilidad e impermeabilidad, necesita una consolidación natural o artificial. La primera sólo se puede obtener con el transcurso del tiempo, que siempre es mayor que el plazo de construcción de las obras. La consolidación artificial exige apisonamiento a mano o mecánico, que encarece la construcción, y siempre difícilmente se consigue eliminar posibles asientos o deslizamientos que pueden acarrear graves complicaciones en el período de la explotación del canal. Por otra parte, las tierras en su posición originaria en el desmonte tienen más resistencia a la erosión que las del terraplén; por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

lo tanto, cuando se emplea éste en los canales sin revestir, hay que adoptar menor velocidad para las aguas y mayor sección consiguiente en el perfil. Se puede salvar la solución en terraplén sustituyéndola por la de muros de contención; pero esto representa un coste relativamente grande.

En suma, el adoptar una u otra ubicación para el perfil transversal depende del coste; y el ingeniero, por cálculos del coste comparativos y teniendo en cuenta ventajas e inconvenientes, decidirá en cada caso lo que mejor convenga, que no siempre es lo más barato, de primer establecimiento.

Al tratar del perfil transversal del canal insistiremos y nos extenderemos más en consideraciones respecto a este particular.

Zanjas de coronación.—Cuando, por ser muy inclinada la ladera en que se asienta el canal, o por su mucha extensión, haya el temor de que se formen regueros con las aguas de lluvia que arrastren a éste los derrubios correspondientes, para evitar éstos conviene hacer zanjas de coronación que desvíen dichas aguas hacia los cauces inmediatos, ya dando paso a ellas por encima del canal o por debajo, preferentemente por encima.

Si la pendiente de la ladera es grande, es de temer que estas zanjas, cuya limpieza se suele descuidar, no sean de suficiente eficacia, y entonces la solución mejor es la radical de cubrir el canal o llevarlo en túnel; y si la longitud cubierta es grande, conviene dejar entradas al canal para facilitar su vigilancia. Debe estudiarse bien si hay el peligro de que en esta zona se sedimente el caudal sólido. Si el canal corresponde a salto de gran altura, en que no importe mucho el perder algo de ésta, la pendiente debe ser grande en este trozo, para evitar sedimentos, que sería muy costoso el evacuar. Si el canal es de salto en que convenga aprovechar la altura que se consiga, deben instalarse depósitos de sedimentación antes de la zona indicada, para privar al agua del caudal sólido que pudiera sedimentarse en el canal.

Cauce del canal con vertientes.—El paso del canal al atravesar vertientes, torrentes o arroyos, conviene que sea inferior, para evitar la posibilidad de que el desagüe de aquéllos sea escaso y con los arrastres pueda cerrarse el paso y destruir el canal. Cuando se elija el paso superior de éste debe darse suficiente desagüe para evitar aquel peligro.

Canal a través de un bosque.—Cuando el canal atraviesa un bosque, conviene cubrirlo, para impedir que las hojas y ramaje que al no cubrirlo caerían en él y serían arrastradas hasta la rejilla de las cámaras, la obstruyan.

Canal en terrenos corredizos.—Cuando no se pueda huir de atravesarlos, deben sanearse drenándolos o ejecutando las obras necesarias que garanticen su estabilidad.

Canal en región de nieves y hielos.—Si se hiela el agua en el canal, aunque sea superficialmente, merma sección útil de paso a las aguas. Además, al helarse éstas aumentan de volumen y pueden determi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

nar empujes peligrosos para los cajeros del canal. Por ello, en las regiones indicadas, conviene cubrir el canal para preservarlos de las bajas temperaturas. En el salto de Capdellá (Lérida), que capta agua de varios lagos en los Pirineos, los canales de unión están cubiertos, así como la cámara de presión, es decir, la cámara término del canal y origen de la tubería (fig. 236).

Enlace del canal con los depósitos de sedimentación y con la cámara de presión.—La ubicación de unos y otra, por las circunstancias de su capacidad y situación relativa con respecto al canal y casa de máquinas, tiene sus exigencias. Y a veces hay que subordinar a ellas el trazado del canal. Ya trataremos especialmente de estas construcciones.

Pérdidas por evaporación y filtración.—Las pérdidas por evaporación suelen tener escasa relativa importancia. En verano, en las 24 horas, en algunas localidades puede representar la evaporación una altura líquida de 10 mm, y en algunas partes hasta de 20 mm.

Supongamos, por ejemplo, un canal de 3 000 m de longitud, de 6 m de ancho en la base, 10 m en la superficie de las aguas y 2,50 m de calado de aguas, con pendiente suficiente para conducir 15 m^3 por segundo. El salto sea de 6 m de altura. Al día, el caudal que pasará será de $86\,400 \times 15 = 1\,296\,000$ m^3. El agua evaporada, suponiendo una altura de 0,01 m al día, será $3\,000 \times 10 \times 0{,}01 = 300$ m^3, que representa el 0,02 por 100 del anterior, o sea el 2 por 10 000. Dicha pérdida de 300 m^3 corresponde a 3,5 litros por segundo, que en un salto de 6 m da 0,21 caballos y en las 24 horas 5 caballos-hora. Y si éstos se venden a 0,10 pesetas caballo-hora, la pérdida por evaporación, traducida en pesetas, será de 0,50 pesetas diarias.

Las pérdidas por filtración pueden ser importantes y dependen de la naturaleza del terreno cuando no se reviste el canal, y de la clase de revestimiento cuando éste existe.

Cuando el canal no se reviste, si con él se atraviesan terrenos relativamente permeables, con la carga de agua pueden determinarse filtraciones, que si tienen la velocidad de erosión y arrastre de partículas terrosas, se formarán cavernas, aumento de caudal perdido y la ruina del canal. En estos casos, de no revestirse éste, conviene darle poco calado, huyendo del perfil más económico, de que luego hablaremos.

Medios de evitar las pérdidas por filtración.—Revestimientos arcillosos.—Si la solera es porosa se puede acudir a impermeabilizarla con sedimentación artificial, introduciendo en el canal agua cargada de tarquín, siempre que esto sea posible y que el recorrido de estas aguas sea escaso, para que la sedimentación sea eficaz. En el canal del Ródano al Rin, abierto en grava y arena, se intentó este medio, y el resultado fué malo por la mucha longitud del canal. Entonces se aplicó sobre el fondo un revestimiento formado de seis capas de tierra grasa de 8 cm de espesor. Sobre cada una de estas capas apisonadas se extendía otra más delgada de grava, que

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

con pisón se introducía en la tierra. Este revestimiento, después de apisonado, se redujo a un espesor de 30 cm; de análoga manera se hizo el de los cajeros, procediendo por zonas horizontales, dándoles en conjunto el talud del cajero, con forma escalonada, que después se regularizaba, dando al paramento talud continuo. Este revestimeinto llegaba hasta por encima del nivel de aguas y tenía bastante resistencia para no ser erosionado por la escasa velocidad que en dicho canal, como de navegación, tenían sus aguas.

En general, el revestimiento arcilloso se reduce a extender sobre la solera y los cajeros una capa de más o menos espesor, según la naturaleza de las tierras y la carga de agua que han de soportar, de tierra arcillosa con mezcla de arena para que el conjunto dé la impermeabilidad deseada. Conviene que estos elementos estén en proporción tal que la arcilla venga a rellenar los huecos de la arena. Si la arcilla estuviera en exceso, al quedar expuesto el canal a la influencia del aire, al vaciarse aquél, se agrietaría el revestimiento. Si la arena estuviese en más proporción que la necesaria, el revestimiento resultaría permeable.

Se emplea también la arcilla o tierra suficientemente arcillosa

Fig. 168.

para ser por sí impermeable, mezclada con grava, formando así un hormigón de arcilla, que puede fabricarse como el hormigón ordinario, mezclando fuera de su ubicación definitiva los elementos para echarlos en su sitio y apisonarlos luego, o se puede colocar primero la capa de grava y luego la arcilla hecha barro flúido, que penetra, rellenando los huecos de las piedras.

Los alemanes han empleado algunas veces revestimientos de arcilla o de tierras muy arcillosas; y para evitar que se fluidifiquen excesivamente con el agua o se agrieten al quedarse en seco, se les protege con otro revestimiento arenoso.

La figura 168 indica un perfil con revestimiento arcilloso protegido con materal árido y permeable.

La figura 169 representa el sistema de impermeabilización de los diques laterales en el canal de Jonage (Lyon, Francia). El material arcilloso impermeabilizador, al estar constituído en proporciones de arena y arcilla para que aquélla rellene los huecos de ésta, no sufre los efectos de fluidificación y agrietamiento a que antes nos referimos como peligros del material excesivamente arcilloso. Y

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

por eso en Jonage se pone de aquel material la zona 1.ª de paramento. La zona 2.ª es de material menos impermeable; la zona 3.ª es de material cualquiera, que no tiene fines impermeabilizadores y sólo sí de estabilidad.

La figura 170 indica el perfil del canal de Berlin-Stettin, en el

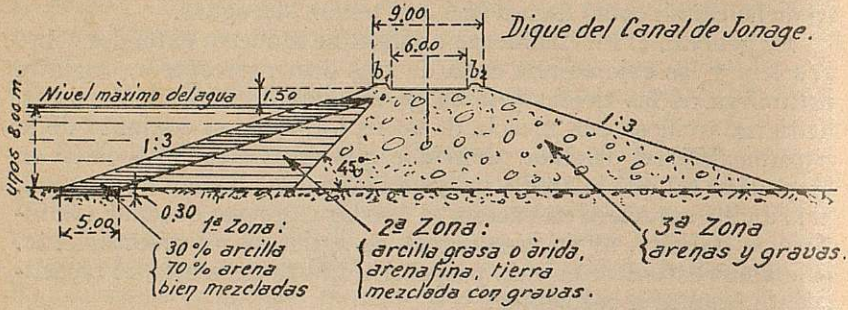


Fig. 169.

que la impermeabilización se ha conseguido con una capa de 40 cm de arcilla protegida con otra de material árido (arena o grava), de unos 50 cm de espesor.

Otro sistema de impermeabilizar los diques laterales o terraplenes del canal, mejor dicho, una variante de la anterior disposición, es la que consiste en un núcleo interior arcilloso (fig. 171),

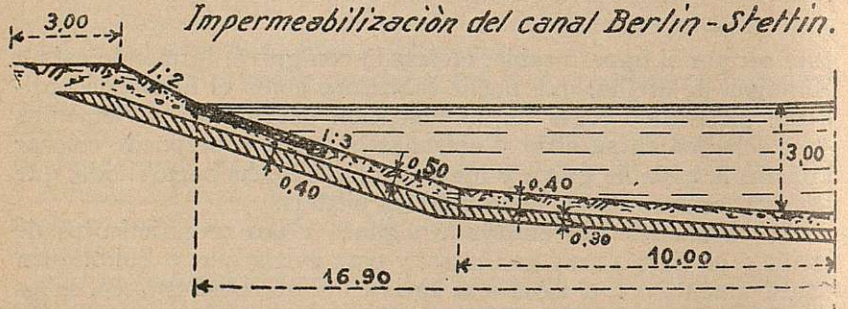


Fig. 170.

abrigado por espaldones, de material árido el de agua abajo y de calidad algo arcillosa y apisonado el de agua arriba.

Si después de puesto en servicio el canal se originasen filtraciones a través de los cajeros naturales o de los diques laterales, se pueden atajar aquéllas haciendo inyecciones de lechada de cemento, de forma análoga a como se indicará en las presas de embalse. Estas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

inyecciones pueden hacerse también con lechada de arcilla. Así proceden en el canal de Serós (Lérida) para impermeabilizar los diques cuando el agua disuelve los cristales de yeso que el terraplén contiene y se originan filtraciones. Antes se emplearon inyecciones de cemento; después las sustituyeron por las de arcilla, que dan excelente resultado y con menos coste. La figura 172 indica un sistema de impermeabilización de diques con canal en servicio, ideada

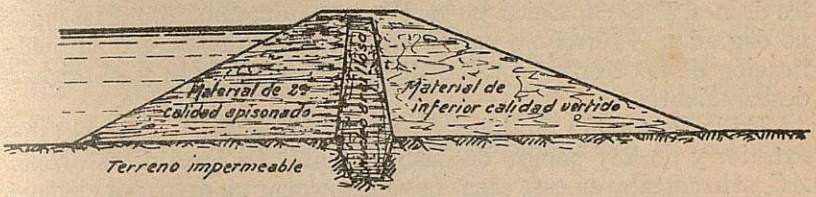


Fig. 171.

por Mr. Gallinot. Consiste en la ejecución de una pantalla de hormigón, hincando primero una serie de tablestacas hasta alcanzar con ellas la capa impermeable. Se retiran éstas y el hueco resultante se rellena de hormigón.

Cuando el canal no tiene revestimiento prácticamente impermeable, el agua se filtra por entre los huecos de las tierras, perdiendo carga por la resistencia que éstas ofrecen; pérdida que será, naturalmente, mayor cuanto más apelmazadas son aquéllas. Se ob-

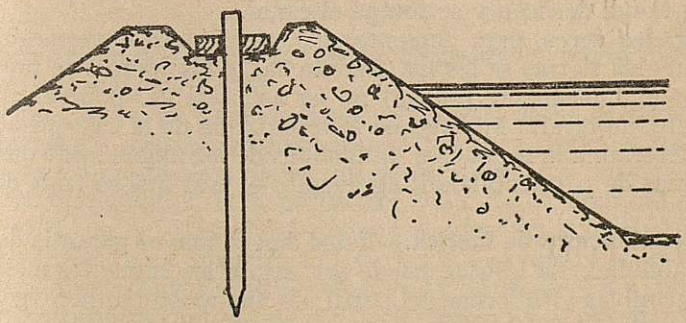


Fig. 172.

tiene así una línea límite de saturación; y si esta línea corta a la ladera natural o paramento exterior del dique o a una capa permeable inferior, se originan pérdidas de agua. Y si la velocidad de las aguas filtrantes (proporcional a la raíz cuadrada de la pendiente de la línea piezométrica que puede o no coincidir con la de saturación) determina el arrastre de partículas terrosas, puede ocasionar la ruina del canal. Lo que se debe procurar es que dicha velocidad sea

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tan pequeña que se sedimente en los huecos el limo que tengan las aguas en suspensión, y que, con el tiempo, cesen las pérdidas de agua. Y siempre conviene que la línea de saturación no corte a la ladera o paramento exterior de los diques. Se aumentará la rigidez de esta línea apisonando las tierras o drenando el terreno cerca de su superficie o del paramento exterior de los diques. Pero este procedimiento no disminuye las filtraciones, que pueden aumentar con el aumento de rigidez de la línea de saturación o llamada de agua de los drenes. Esta captación puede ser conveniente para que las aguas no degraden el terreno o para evitar que disminuya con la fluidificación de las tierras el talud de equilibrio de éstas y se originen deslizamientos.

En la figura 173, la línea de saturación *AB* no corta al talud exterior y no hay peligro de deslizamiento. La línea de saturación *AC*, sí lo corta; y en este caso conviene colocar un dren, por ejemplo, un malecón de escollera, que se indica en la figura, para evitar la

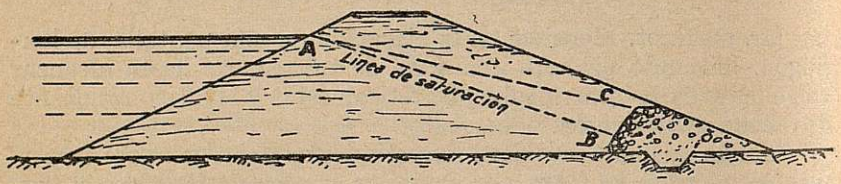


Fig. 173.

fluidificación de las tierras del paramento exterior y que adopten menor talud, deslicen y se rompa el canal.

Algunas veces, para aumentar las condiciones impermeabilizadoras de las tierras se les ha añadido cal grasa; pero este procedimiento (empleado en Jonage) no es aconsejable, porque, aparte del coste, no resulta homogénea la repartición de la cal, que al fraguar determina la formación de bloques de hormigón árido que dejan zonas de permeabilidad, agravando el mal que se trate de corregir.

Revestimientos de fábrica.—Estos dan la mayor garantía de impermeabilidad. La fábrica puede ser, según los casos, los materiales disponibles y la forma del perfil, de mampostería, hormigón en masa o armado. Lo más corriente es el empleo de hormigón en masa con espesores según el tendido del talud y las fuerzas a que esté sometido el revestimiento. Si éste se aplica sobre terreno poroso y las tierras sobre que se apoya tienen un talud igual o inferior al natural de ellas, entonces no actuará aquél como muro de sostenimiento ni podrá ocurrir la subpresión como consecuencia de las aguas de la ladera que se filtrarán detrás de la fábrica, ya que estas aguas serían drenadas por el mismo terreno. Bastará entonces que el revestimiento tenga sólo el espesor necesario para conseguir la impermeabilidad.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si el revestimiento se apoya sobre tierras con talud más escarpado que el natural, entonces actuará aquél como muro de sostenimiento y habrá que hacer entrar en el cálculo el empuje de las tierras y la subpresión si se apoyara el revestimiento sobre terreno en que la escasa porosidad pudiera hacer temer aquélla.

Si el revestimiento se apoyara sobre un terraplén no consolidado en que fuesen de temer los asientos, al producirse éstos ya no soportaría el terreno, como en los casos corrientes, la presión hidráulica transmitida directamente en cada punto por el revestimiento, y éste tendría que calcularse con un margen de espesor que correspondería a una hipótesis de asiento del terraplén.

En el primer caso de revestimiento sin subpresión y sin sostener tierras, el espesor mínimo debe ser de 0,12 m en los cajeros y 0,20 m en el fondo. Y en puntos en donde se tema subpresión, se verá si re-

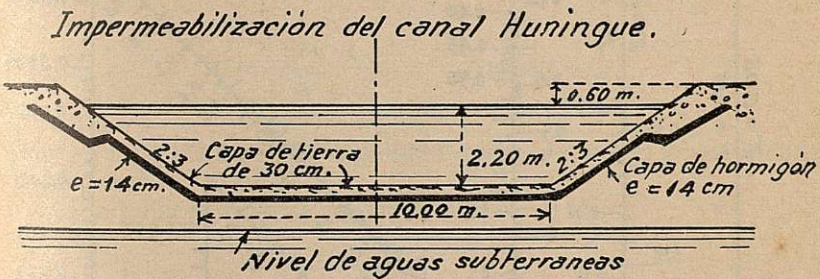


Fig. 174.

sulta más económico drenar el terreno de apoyo del revestimiento o aumentar el espesor de éste.

Algunas veces, en terrenos muy permeables se ha adoptado revestimiento de fábrica de débil espesor, y para darle estabilidad contra las subpresiones o hielos inferiores y abrigarlo contra variaciones de temperatura, se le cubre con una capa de material árido. Así se ha hecho en el canal del Ródano al Rin y en el de Huningue, que se representa en la figura 174, en los que el canal atraviesa zonas de gravas y cantos muy permeables; y de los diversos sistemas de impermeabilización, el que indica la figura es el que dió resultados más satisfactorios, y consiste en una capa de hormigón de 14 cm abrigada por otra de tierras de 30 cm.

Recientemente se ha introducido lo que se llama revestimiento de *gunita* para producir la impermeabilización deseada. Estos revestimientos se reducen a la aplicación a terreno suficientemente consistente o a una red metálica que dé la consistencia deseada, de mortero de cemento portland, en lechada, por el intermedio del cañón de cemento (*Cement-Gun* de los ingleses), en el que se mezclan los elementos constitutivos del mortero con aire a presión,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Abaco para el cálculo de canales.

Fórmula de Bazin; $v = \frac{87}{1+\frac{\gamma}{\sqrt{R}}}\sqrt{RI}$

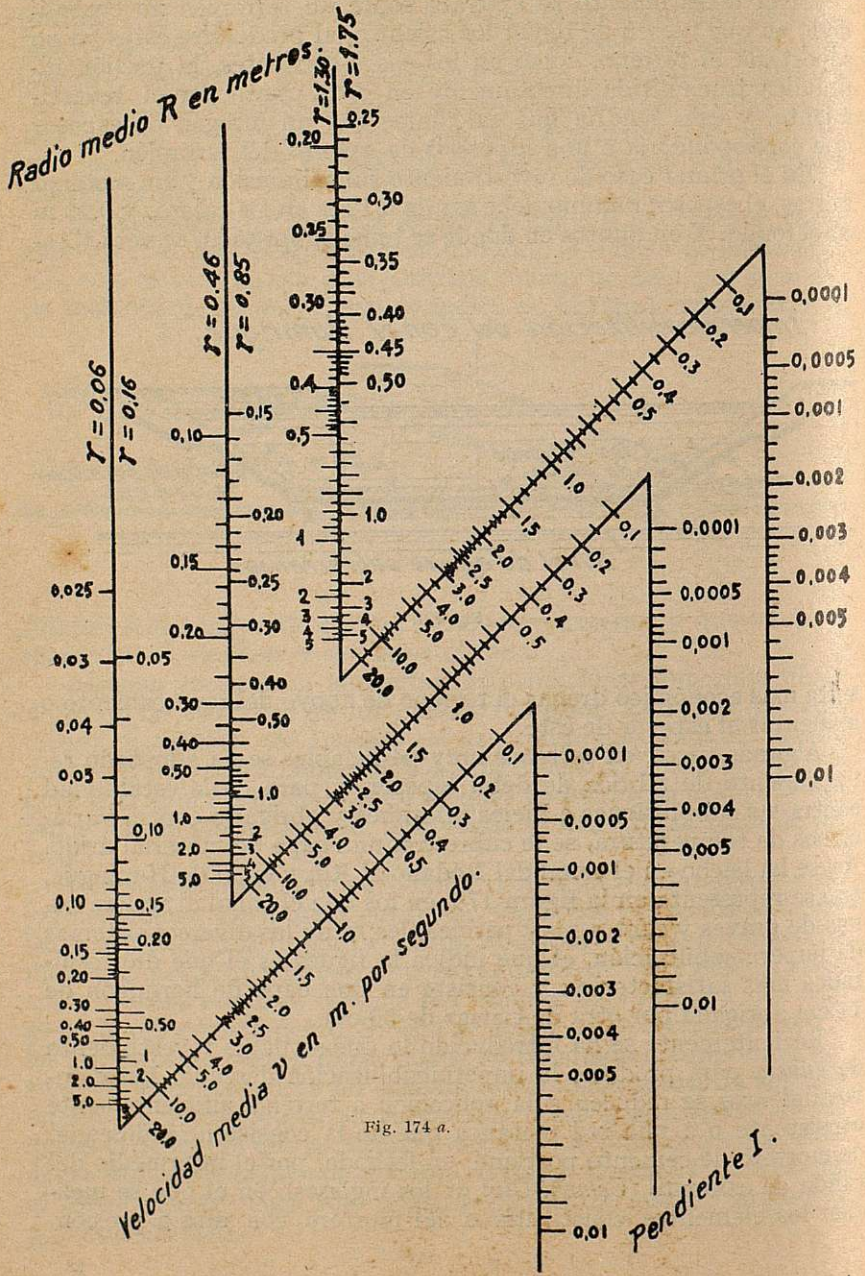


Fig. 174 *a*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

saliendo la lechada lanzada con fuerza suficiente para producir la adherencia a las superficies deseadas.

Cálculo del perfil transversal del canal.—Las diferentes fórmulas (más de veinte) preconizadas para ello se pueden agrupar en la siguiente:

$$v = CR^m i^n$$

(genéricamente llamada de Chezy), en la que v es la velocidad media; C, un coeficiente que varía según la fórmula que se considere; R, el radio hidráulico, o sea $\frac{S}{P}$, siendo S la sección de desagüe y P el contorno bañado; i, la pendiente superficial; m y n, exponentes que varían en algunas fórmulas.

Las más empleadas son las siguientes:

Bazin (moderna):

$$C = \frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma}; \qquad m = n = \frac{1}{2}$$

siendo γ un coeficiente de rugosidad que varía según la naturaleza de las paredes.

La fórmula general se convierte en la que sigue:

$$v = \frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma}\sqrt{Ri}$$

A γ le fija Bazin los siguientes valores:

I.	Paredes muy lisas (cemento bruñido, madera acepillada)	0,06
II.	» lisas (tablazón ladrillo, sillería)	0,16
III.	» poco lisas (mampostería)	0,46
IV.	» en tierra muy regulares o revestidas de piedra	0,85
V.	» » » en condiciones corrientes	1,30
VI.	» » » con resistencias excepcionales (hierbas, cantos, fondo pedregoso)	1,75

En la figura 174 *A* aparece un ábaco para facilitar el empleo de esta fórmula.

Rümelin modifica estos valores en la forma siguiente:

γ	para enlucidos muy lisos (valor negativo)	0,04
γ	» » corrientes	0,04
γ	» hormigón apisonado	0,31
γ	» » en masa, fresco	0,48
γ	» » viejo	0,74

Por otra parte, en los ríos de montaña puede elevarse a 3,5.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Fórmula de Ganguillet y Kütter:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n'} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right)\frac{n'}{\sqrt{R}}} \qquad n = \frac{1}{2} \qquad m = \frac{1}{2}$$

La fórmula general se convierte en la que sigue:

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n'} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right)\frac{n'}{\sqrt{R}}} \sqrt{Ri}$$

Para los diferentes coeficientes de rugosidad n', Ganguillet y Kütter dan los siguientes valores:

I.	Enlucidos muy lisos (planchas metálicas soldadas, en estado nuevo, madera acepillada, cemento bruñido)	$n = 0{,}010$
II.	Enlucidos ordinarios (planchas metálicas roblonadas en estado nuevo, madera en bruto)	$= 0{,}011$
III.	Hormigón apisonado, piedra de sillería	$= 0{,}012$
IV.	Hormigón ordinario, mampostería careada, tablazón aserrada	$= 0{,}013$
V.	Conductos metálicos usados, mampostería ordinaria	$= 0{,}017$
VI.	Grava fina, mampostería en mal estado	$= 0{,}020$
VII.	Canales y ríos naturales libres de piedras	$= 0{,}025$
VIII.	Canales y ríos naturales con piedras y hierbas	$= 0{,}030$

Los mismos autores han dado una fórmula más abreviada (parecida a la de Bazin):

$$v = \frac{100\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \sqrt{Ri}$$

Para el valor de b dan los siguientes valores:

1.°	Paredes de cemento lisas, sección semicircular	$b = 0{,}12$
2.°	» » » » rectangular	$b = 0{,}15$
3.°	» tablas acepilladas, sección rectangular	$b = 0{,}20$
4.°	» » sin acepillar o fábricas lisas	$b = 0{,}25$ a $0{,}27$
5.°	Fábrica ordinaria	$b = 0{,}33$ a $0{,}35$
6.°	Paredes de sillarejo o mampostería concertada	$b = 0{,}45$
7.°	» mampostería ordinaria	$b = 0{,}55$
8.°	» » » con fondo fangoso	$b = 0{,}75$
9.°	» » vieja	$b = 1{,}00$
10.°	Pequeños canales en roca y canales regulares en tierra sin plantas acuáticas	$b = 1{,}25$ a $1{,}50$
11.°	Canales de tierras con gravas y plantas acuáticas en el fondo, arroyos y ríos con cauce de tierras de sección trapecial	$b = 1{,}75$ a $2{,}00$
12.°	Canales de tierra mal conservados y ríos con lecho de grava, sección trapecial	$b = 2{,}50$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En ella, según Rümelin:

Para hormigón en masa fresco	$b = 0{,}50$
» » » viejo	$b = 0{,}70$ a $1{,}00$
» grava	$b = 1{,}70$

Fórmula de R. Manning:

$$v = \frac{1}{n'} R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$$

Adoptándose para n' los valores antes indicados en la fórmula de Ganguillet y Kütter, no simplificada.

Fórmula de Forchheimer:

$$v = \frac{1}{n'} R^{0,7} i^{0,5}$$

Los valores de n' como en la fórmula de Ganguillet y Kütter, no simplificada.

Como se ve, las fórmulas de Manning y de Forchheimer difieren muy poco.

Otras fórmulas son las de William y Hazen y Strickler; pero usándose especialmente para tuberías, nos referiremos a ella al tratar de las pérdidas de carga en los tubos.

Como se puede ver al examinar los diferentes coeficientes de rugosidad, hay cierta indeterminación para fijarlos. Por otra parte, en estas fórmulas, como en todas aquellas en que entran coeficientes obtenidos por experiencias, para su aplicación conviene que el caso quede comprendido dentro de los límites experimentales de cada fórmula, es decir, que en los valores de los coeficientes haya interpolación y no extrapolación. Pero dichos límites no siempre se conocen.

Además, la rugosidad de las paredes puede cambiar con el tiempo, aumentando. Algo de esto se ha tenido en cuenta en algunas fórmulas fijando mayores valores para hormigón y planchas metálicas viejas que para las nuevas. Así, por ejemplo, para calcular un canal que se proyecte con revestimiento enlucido, no debe emplearse el valor γ de la primera categoría de Bazin, porque con el tiempo (con las incrustaciones de sales calcáreas, formación de musgo, etc.) la rugosidad aumenta. También tienen este mismo defecto los sedimentos que, en circunstancias especiales, se depositan en el canal. Por todo ello y por la diferencia de resultados que se obtienen en la aplicación de las distintas fórmulas, conviene que el ingeniero en los cálculos tome un cierto margen de garantía.

Las pendientes adoptadas en los canales varían, según las circunstancias, desde 0,0001 a 0,005. Si partimos, por ejemplo, de una cierta velocidad media límite, vemos, por la fórmula, que ésta se

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

puede conseguir variando inversamente el radio hidráulico y la pendiente; es decir, que puede obtenerse con un radio hidráulico grande y pequeña pendiente, o con un radio hidráulico pequeño y gran pendiente. Así, pues, cuando el canal ha de conducir gran caudal y la sección mojada es relativamente grande, grande será también el radio hidráulico, y la pendiente ha de ser pequeña para no obtener velocidades exageradas. En cambio, para caudales pequeños el radio hidráulico será escaso y la pendiente será relativamente grande para tener velocidades medias corrientes.

En saltos de gran caudal y escasa altura nos conviene perder de ésta en el canal la menor posible, y por ello la pendiente nos interesa sea escasa. En cambio, en saltos de poco caudal y gran altura no nos importa tanto perder algo de altura de salto, y en cambio nos conviene reducir el coste de las obras, disminuyendo la sección mojada, ya que en estos casos las longitudes de canal suelen ser grandes y por ello se elige gran pendiente. Estas consideraciones están de acuerdo con las anteriores. Por ello, en resumen, se adoptan para saltos de altura relativamente escasas y gran caudal pendientes que oscilan entre 0,0001 y 0,0004; y para saltos de mayor altura se emplean pendientes mayores, que llegan para saltos de escaso caudal y gran altura a 0,005 y más.

Hay que atender en la elección de la pendiente y de la sección transversal del canal a que no se produzcan erosiones ni sedimentos. Muchas veces conviene concentrar éstos en depósitos de sedimentación; y, al efecto, en ellos se da al agua velocidad muy escasa, disminuyendo la pendiente y aumentando la sección mojada, mientras que en el canal afluente a ellos se da a la sección y a la pendiente los valores necesarios para que las velocidades obtenidas no permitan la sedimentación del caudal sólido. A veces es imposible el evitar esta sedimentación en el canal, porque aun dándole sección y pendiente para que las velocidades resulten adecuadas a la no sedimentación, puede resultar, cuando el canal es corto o en la última sección de los canales largos, que cuando las turbinas no trabajen a plena carga y el agua sobrante tenga que saltar por el aliviadero, se remanse en el canal y la velocidad resultante sea escasa. Por ello, en estos casos conviene disponer el canal de forma que la pendiente de fondo sea relativamente grande, mientras que en la de la superficie resulte la que corresponda al cálculo con el máximo caudal. De esta forma, al sedimentarse el caudal sólido y tratar de limpiar el canal, se abrirá la compuerta de desagüe, determinando una corriente de agua con la pendiente del fondo y produciendo así gran velocidad capaz de arrastrar los sedimentos. Para favorecer este arrastre se puede disponer la solera, no en una sola superficie plana, sino con una línea baja en su eje y superficies inclinadas hacia él; de este modo los sedimentos tienden a deslizarse hacia la línea baja de la solera, junto a la que se producen las máximas velocidades.

Estas superficies inclinadas pueden tener, por ejemplo, 1 : 10 de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

pendiente transversal. En el canal del salto de Rheinfelden (Alemania) se construyó en el centro del canal una reguera con superficie de la solera con inclinación hacia ella.

En el salto de Lechwerk, la pendiente superficial del canal era de 0,00015, mientras que la del fondo era 0,0004. En el salto de Champ la pendiente superficial era casi nula, y la del fondo, 0,001.

Algunos ejemplos de pendientes de canales

Canal de Beznau (Suiza), $Q = 340$ m³/s	$i =$	0,00015
» Beaumont-Monteux (Francia), $Q = 328$ m³/s	$i =$	0,00015
» Queenston Chipawa (E. U.), $Q = 400$ m³/s	$i =$	0,00012 a 0,00021
» Vizzola (Italia), $Q = 55$ m³/s	$i =$	0,00015
» Prave, Santa Croce (Italia), $Q = 80$ m³/s	$i =$	0,0003 a 0,0005
» Serós (España), $Q = 60$ m³/s tramo agua arriba.	$i =$	0,00015
» Serós (España), $Q = 120$ m³/s » » abajo.	$i =$	0,00026
» Olten Goesgen (Suiza) $Q = 350$ m³/s	$i =$	0,00013 a 0,00023
» Valle inferior del Guadalquivir (España)	$i =$	0,0002
» Eymontiers (Francia), $Q = 8$ m³/s	$i =$	0,001
Salto de Leizarán España $Q = 2$ m³/s	$i =$	0,0005
» Quintana (Ebro), España, $Q = 22$ m³/s	$i =$	0,0003
» Fontecha (Ebro), España, $Q = 20$ m³/s	$i =$	0,0003
» Molinar (Júcar), $Q = 10$ m³/s	$i =$	0,0005
» Gándara (Santander), $Q = 1{,}5$ m³/s	$i =$	0,001 a 0,0017

Forma de la sección transversal del canal.—Entre todas las figuras de igual número de lados para igual área S, la que tiene menor contorno P es la regular, y entre las regulares, para igual área S, la de contorno P menor es la de mayor número de lados. Esto que decimos para la figura regular completa sirve para la mitad de ella, o sea para el perfil del canal. De modo que el contorno mínimo para igual área lo dará el semicírculo. Si se adopta el perfil rectangular, el de contorno mínimo será el rectángulo de doble base que altura; y si se adopta el perfil trapecial sin taludes quebrados, el contorno mínimo corresponderá a un semihexágono, es decir, que las paredes tendrán una inclinación con la horizontal de 60°, lo que corresponde a un talud (relación de base a altura) de 0,57.

Al adoptar el perfil de contorno mínimo, el radio hidráulico será máximo y, por lo tanto, la velocidad será también máxima y el perfil el que menos excavación requiere para la sección estrictamente mojada. Pero tanto la sección rectangular como la semihexagonal no se podrán adoptar sin revestimiento en paredes de tierra; y entonces hay que partir de un cierto talud mayor que depende de la naturaleza del terreno y que se determina en cada caso por el talud que naturalmente hayan adoptado las tierras con paredes de la misma naturaleza, o por los adoptados con buen resultado en canales construídos en él.

En el cálculo de los elementos de un canal, y suponiendo, por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ejemplo, que se hace uso de la fórmula de Bazin, que es la más empleada, quizá por ser la más fácil, y que la sección sea trapecial, podemos plantear las siguientes igualdades:

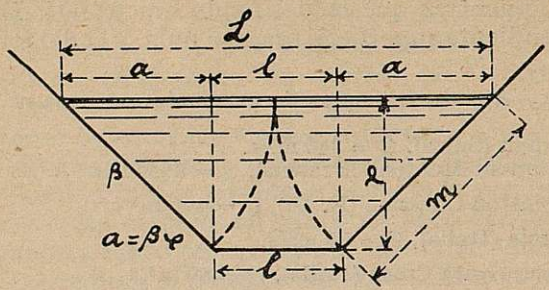


Fig. 175.

$$Q = Sv$$

$$v = \frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma}\sqrt{Ri}$$

$$S = lx + \beta x^2 \qquad \text{(Véase figura 175)}$$

$$P = l + 2x\sqrt{1 + \beta^2}$$

$$R = \frac{S}{P}$$

En total, cinco ecuaciones con diez incógnitas, que son:

Q = caudal en metros cúbicos por segundos.
S = sección en metros cuadrados.
v = velocidad media en metros cúbicos por segundo.
P = contorno bañado en metros.
R = radio hidráulico = $\frac{S}{P}$
γ = coeficiente de rugosidad (número).
i = pendiente (número).
x = calado de aguas en metros.
β = talud (relación de base a altura) (número).

Necesitamos conocer cinco de estas cantidades para encontrar el valor de las restantes. Corrientemente se parte del conocimiento de Q, i, β, γ y del calado x o ancho l.

Otras veces, a las ecuaciones indicadas se puede añadir otra; por ejemplo, la del radio hidráulico máximo, o sea contorno bañado mínimo para un talud dado β que se obtiene así (fig. 175):

$$S = lx + \beta x^2 \qquad l = \frac{S}{x} - \beta x$$

$$P = l + 2\sqrt{x^2 + \beta^2 x^2} = \frac{S}{x} - x\left(\beta - 2\sqrt{1 + \beta^2}\right)$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El valor mínimo de esta expresión se obtiene derivando e igualando a cero y corresponde a

$$x = \sqrt{\frac{S}{2\sqrt{1+\beta^2} - \beta}}$$

de donde

$$S = (2\sqrt{1+\beta^2} - \beta)x^2 \qquad P = (2\sqrt{1+\beta^2} - \beta)2x$$

$$R = \frac{x}{2}$$

Con este perfil resulta

$$L = l + 2a = l + 2\beta x = \frac{S}{x} - \beta x + 2\beta x = \frac{S}{x} + \beta x = 2x\sqrt{1+\beta^2}$$

Pero $m = x\sqrt{1+\beta^2}$ (Figura 175) Luego $L = 2m$

Por lo tanto, si partimos del conocimiento de L y x, se puede hacer la construcción gráfica que se indica en dicha figura para obtener el perfil de mínima sección mojada

Añadiendo esta condición al sistema de ecuaciones anteriores,

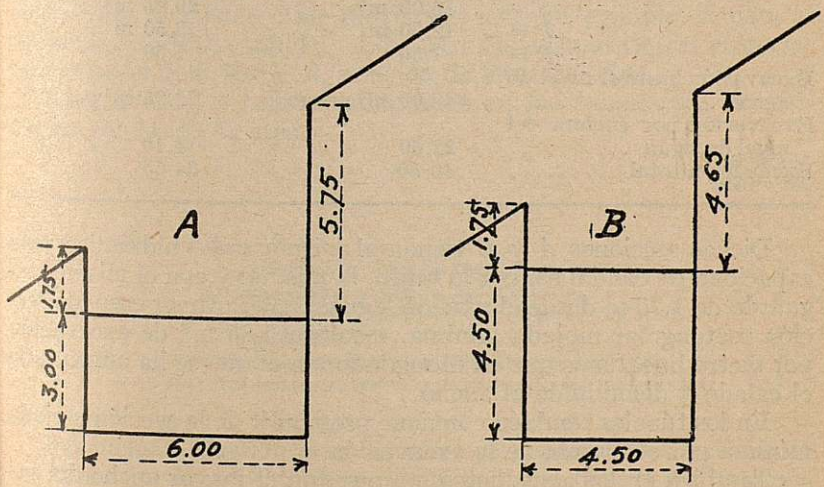


Fig. 176.

basta fijar el valor de 4 elementos para encontrar el de los restantes.

También se puede añadir el conocimiento de la velocidad media que se fija, con el fin de que la resultante de fondo no erosione éste.

El camino más corto para llegar a la sección buscada es proceder

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

por tanteos. Se fija una sección, y supuestas pendiente y rugosidad, se obtiene v y Q. Este valor de Q probablemente no coincidirá con el caudal conocido. Se varían los datos anteriores haciendo los tanteos precisos hasta obtener un valor de Q que varíe poco de aquel dato. Pudiendo, para abreviar tanteos, servirse de una curva de error.

Respecto al perfil de radio hidráulico máximo, y, por lo tanto, de menor sección mojada, debemos hacer notar que esta menor sección se refiere a la estrictamente bañada, y, por lo tanto, que en terrenos llanos y en que la excavación del perfil sea próximamente la sección bañada, se obtendrá economía con aquélla. Pero en perfiles a media ladera en que, además de la excavación de la sección mojada haya que tener en cuenta superficie de excavación importante por encima del nivel de las aguas, aquella economía cae en defecto, y en cada caso el ingeniero habrá de determinar la relación que le resulte más económica entre los valores de l y x de la figura 175.

Por ejemplo, en la figura 176 se representan dos secciones de canal A y B; de ellas se deducen los resultados siguientes:

	Sección A	Sección B
$S =$	18,00 m²	20,25 m²
$P =$	12,00 m	13,50 m
$R =$	1,50	1,50
Excavación hasta el nivel de aguas	18,00 m³ por m l	20,25 m³ por m l
Excavación por encima del nivel de aguas	22,50 » »	14,40 » »
Excavación total	40,50 » »	34,65 » »

Dichas secciones A y B tienen el mismo radio hidráulico y su capacidad de caudal es, por lo tanto, la misma; y con el mismo resguardo de 1,75 m desde el nivel de aguas, en el primer caso, de sección rectangular mojada mínima, resultan 5,85 m³ de excavación por metro lineal más que en el segundo, en el que se ha aumentado el calado y disminuído el ancho.

En los túneles también conviene prescindir de la sección mojada mínima por economía de la excavación.

También en los acueductos, porque con el mayor ancho del canal en la solera que da la sección mínima, se obtiene mayor volumen y coste de la infraestructura. En ambos casos, túneles y acueductos, se suele forzar la pendiente media general para disminuir la sección de desagüe, teniendo en cuenta que la mayor velocidad la soportan los cajeros que van revestidos o son de roca en los túneles; y que como las longitudes de túneles y acueductos son escasas corrientemente, el salto que se pierde con la mayor pendiente no tiene importancia.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Cuando se quiera ejecutar el canal con medios mecánicos (palas, dragas, etc.), la necesidad de estacionar y maniobrar estas máquinas dentro del canal pueden imponer un mínimo de ancho de éste.

A veces, la profundidad del canal está subordinada a la consideración siguiente: el canal toma aguas de un embalse con derivación caballera, es decir, que no se hace con canal en carga, y hay que utilizar el volumen almacenado en el embalse en una cierta profundidad x y entre dos ciertos niveles máximo y mínimo. El canal habrá de ser capaz para el caudal a derivar en caso de embalse a nivel mínimo, y deberá además utilizarse para mantener el nivel máximo. De modo que el canal tendrá de calado el que resulte con nivel de embalse mínimo más la profundidad x.

Este caso ocurre en el canal de la Central de Camarasa (Lérida) y en el Galeto (Italia) (*Energia Elettrica*, 1929, pág. 143). En este último se llega a sección con profundidad de 17 m y ancho en la base de 7 m.

Taludes de los cajeros del canal.—En canales sin revestimiento, los taludes deseables serán aquellos que, no sufriendo variación con el tiempo y la acción de las aguas, fuesen lo más escarpados posible, acercándose así al perfil más económico y disminuyendo la excavación necesaria por encima de la superficie de las aguas. Este talud no puede ser mayor que el natural de las tierras debajo del agua, y será más suave para un canal en terraplén que para uno en desmonte para la misma clase de tierras; así, por ejemplo, si para el desmonte se adopta talud 1 : 1,50, para las mismas tierras en terraplén el talud debe ser 1 : 2, relación de altura a base.

En general, los taludes adoptados en los canales sin revestimiento son los siguientes:

	Relación de altura a base
Para desmontes en roca dura	4 : 1
» » » fisurada o más o menos desagregada	2 : 1
» » arcillas duras y grava aglomerada	4 : 3
» » terreno fuerte arenisco o arcilloso o en margas duras	1 : 1
» » o terraplenes en margas ordinarias o arenosas	1 : 2
» » o terraplenes en terreno muy suelto o arenoso	1 : 3

Banquetas.—Cuando el canal es en desmonte y la superficie de las aguas queda a bastante profundidad por debajo del terreno, conviene poner banquetas que interrumpan los taludes del desmonte, y de este modo los derrubios que las lluvias producen en los taludes se detienen en las banquetas. Si se origina algún corrimiento superior, queda también detenido en ellas, y lo mismo si el corrimiento es inferior y no de gran importancia; además, sirven las banquetas para el paso de los vigilantes.

Caballeros.—También hay que tener en cuenta en los perfiles en desmonte que al formar los caballeros a lo largo del canal quede

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

una banqueta de suficiente anchura entre el pie de los caballeros y el borde de los taludes, para que, contando con el mayor talud que adopten los caballeros y con cierta corrosión en los taludes del desmonte, no lleguen las tierras de aquéllos a correrse hacia el canal.

Resguardo.—Entre la máxima superficie de las aguas en el canal y la coronación de los desmontes o terraplenes laterales ha de quedar un resguardo de al menos 0,40 m, tanto mayor cuanto más

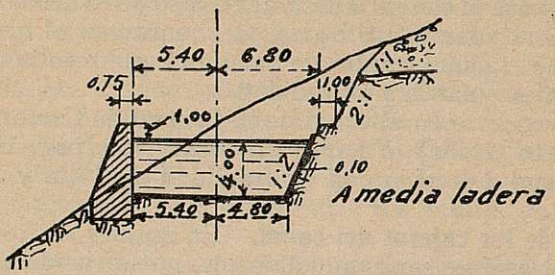


Fig. 177.

importante es el canal, con el fin de que las aguas nunca puedan verter sobre los bordes del perfil, especialmente sobre los terraplenes.

Coronación en diques laterales.—En el canal de Serós, cuyos perfiles (los del tramo superior) se indican en las figuras 177 a 179, el resguardo tiene 1 m de altura. En estos perfiles se indican también

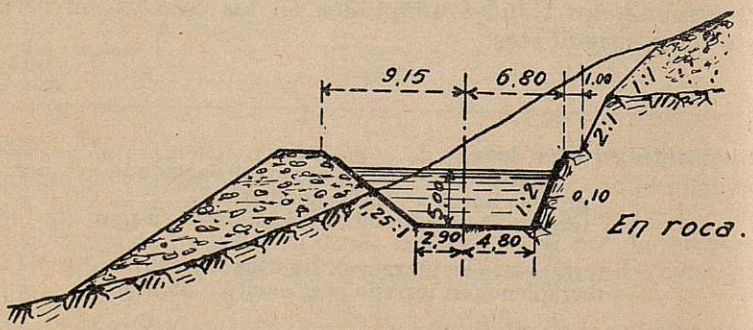


Fig. 178.

las banquetas de 1 m de ancho que se dejan en los taludes de desmonte al nivel de la coronación de los terraplenes.

En éstos el ancho de la coronación se fija o por la necesaria resistencia al empuje de las aguas, o por los servicios que convenga establecer sobre los diques, ya sirvan sólo para el paso de peatones, de caballerías, carros de transporte y hasta para vía pública de comunicación.

El ancho mínimo debe ser de 1 m en canales pequeños, y puede

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

llegar a 3 en canales grandes, y aun más si sirviese el terraplén para camino de servicio público.

Defensa de erosiones al nivel del agua.—En canales importantes, la acción del viento, y en los navegables, además, el paso de las embarcaciones, producen pequeñas olas que al chocar en los taludes pueden desagregarlos, cayendo al fondo los productos de la erosión y tendiendo a suavizar aquéllos. Conviene en estos casos, cuando el perfil no está revestido, fortalecer esta parte de los taludes o con mampostería en seco o con plantaciones o zarzos.

Revestimiento de protección de tierra de mala calidad.—Cuando el canal va en terraplén, el agua, al reblandecer las tierras, hace que éstas adopten un talud más suave que el natural que corresponde a las secas. Se debe proscribir, por consiguiente, las que al mojarse se fluidifiquen, especialmente las que contienen limo o arena fina. También debe desecharse la arcilla pura, porque al quedar el canal en seco se producen grietas, por las que penetra el agua al llenarse el canal, pudiendo ocasionar desprendimientos.

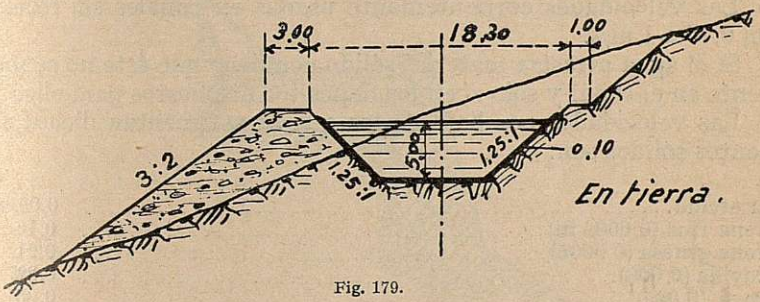


Fig. 179.

En las secciones en desmonte en terreno de margas, éstas se descomponen y desmenuzan por la acción de los agentes atmosféricos, ocasionando desprendimientos que obstruyen la sección útil del canal. Las arcillas mezcladas en gran proporción con arenas causan relativamente análogos efectos. Es necesario entonces disponer un revestimiento que proteja las tierras del contacto de las aguas. Este revestimiento puede ser de material árido, como indica la figura 168.

Talud de los diques o malecones.—El talud exterior de los malecones debe ser, al menos, el que corresponda a las tierras secas, si en el canal se ha conseguido la consiguiente impermeabilidad. De lo contrario, hay que adoptar el de las tierras húmedas o embebidas en agua y dar al recorrido que éstas puedan tener hasta llegar al exterior la longitud suficiente para que, al disminuir la pendiente de la línea de carga, la velocidad de las filtraciones sea escasa, con lo que se aminora el caudal perdido y la probabilidad de arrastre de partículas sólidas que puede ocasionar asientos y rotura del canal.

En caso de no conseguir impermeabilidad completa, es necesario colocar al pie del malecón, en el talud exterior, un dren que recoja

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

las aguas filtradas y no encharquen los terrenos colindantes agua abajo.

El talud interior, como se ha indicado antes en perfil en tierras, no debe ser más fuerte de 2 a 3 de base por 1 de altura.

Velocidades límites.—La velocidad del agua del canal ha de ser tal que no se produzcan erosiones.

Se pueden considerar como velocidades máximas las siguientes:

En arena fina	0,40 m/s
En arcilla arenosa	0,50 »
Arcilla pura, limo de aluvión no coloidal	0,60 »
Arcilla ordinaria, grava fina	0,70 »
Limo de aluvión coloidal, mezcla de grava, arena y arcillas	1,00 »
Grava gruesa	1,20 »
Cantos y grava	1,50 »
Esquistos tiernos	1,80 »
Rocas estratificadas	2,40 »
Rocas duras	4,00 »
Hormigón	4,50 »

Las velocidades corrientemente usadas en canales sin revestir son 0,75 a 1 m/s.

Si el agua arrastra material sólido conviene que éste no se sedimente en el canal y sólo sí en los depósitos dispuestos para ello.

Las velocidades por bajo de las que se sedimentan dichos elementos sólidos son:

En arcilla	0,08 m/s
Arena fina (0,0002 m)	0,16 »
Arena gruesa (0,0005)	0,21 »
Gravilla (0,008)	0,32 »
Grava (0,025)	0,65 »

El caudal sólido que se sedimenta en el canal al disminuir el caudal líquido que gasten las turbinas, y por lo tanto la velocidad, no es arrancado y arrastrado al reproducirse la velocidad de sedimentación, sino que necesita ser mayor. Corrientemente, una velocidad de 0,60 a 0,90 suele ser suficiente para evitar sedimentos.

Perfil del canal revestido.—Puede el revestimiento tener el objeto antes indicado de evitar las pérdidas por filtración, y también impedir la erosión de las paredes, al adoptar o resultar una velocidad en el fondo y cajeros mayor que la que el terreno pueda resistir; y también el conseguir, al disminuir la rugosidad de las paredes, una sección más reducida, que en circunstancias puede dar una economía sobre el perfil sin revestir.

Ya hemos indicado antes lo referente a los perfiles revestidos por la primera causa. Las figuras 177 a 179 dan los perfiles tipos del canal de Serós, en que se ha adoptado un revestimiento de hormigón de 10 cm, que ha resultado escaso, porque se producen, en algunos trechos, subpresiones que levantan el revestimiento al dejar en seco el canal. Estos revestimientos delgados son también de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

temer en países propicios a las fuertes heladas, al congelarse el agua que penetra por debajo de ellos, porque con el aumento consiguiente de volumen los levantan.

En los revestimientos que tienen por objeto defender los terrenos contra las erosiones deben tenerse en cuenta las mismas circunstancias indicadas para los revestimientos de impermeabilidad. Lo mismo decimos respecto a los revestimientos que tienen por principal fin reducir la sección mojada.

En los perfiles a media ladera, cuando ésta es muy inclinada, con el fin de evitar la formación de desmontes muy profundos, para que el cajero en la parte del río quede en desmonte o no resulte el terraplén en esta parte excesivo con el talud que hay que adoptar para sus tierras, se suele limitar este cajero por un muro de conten-

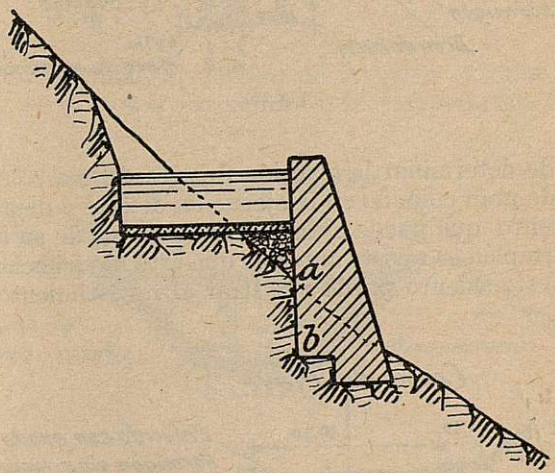


Fig. 180.

ción, como se indica en la figura 180. Como tal muro debe calcularse, pero teniendo en cuenta que siendo muy probable que el revestimiento de la solera se agriete en su unión con el muro, especialmente cuando esta parte del revestimiento está sobre terraplén, por esta grieta puede penetrar el agua, que produciría un empuje mayor que el determinado solamente por el calado de las aguas en el canal. Así, pues, en el caso de la figura indicada, el muro debe calcularse teniendo en cuenta que la presión hidráulica alcance hasta el punto *a* en caso de que se tenga seguridad de la unión del muro con el terreno desde dicho punto hacia abajo, o hasta el punto *b* en caso contrario; y aun pudiera tenerse en cuenta subpresión si no se tuviese confianza en la unión de la fábrica con el apoyo de cimientos. Este aumento de presión hidráulica que sufre el muro se puede evitar

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

drenando la parte *a* que queda por debajo del revestimiento de la solera. Así, por ejemplo, se ha procedido en el canal de Wangen (Suiza) (fig. 181).

Ya indicamos antes también que cuando haya que llevar la rasante del nivel de aguas por encima de terreno, es más segura la solución de canal entre muros que la de terraplén; y que sólo la eco-

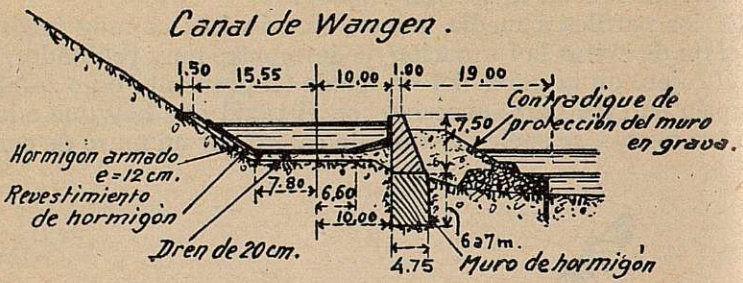


Fig. 181.

nomía puede determinar la elección de esta última solución, siempre poniendo gran cuidado en la ejecución de éste y dejando tiempo para su asiento, que puede alcanzar hasta el $^1/_{10}$ de su altura. Si el canal en terraplén se reviste antes de que éste haya hecho su asiento definitivo, este asiento puede arrastrar al revestimiento, o cuando

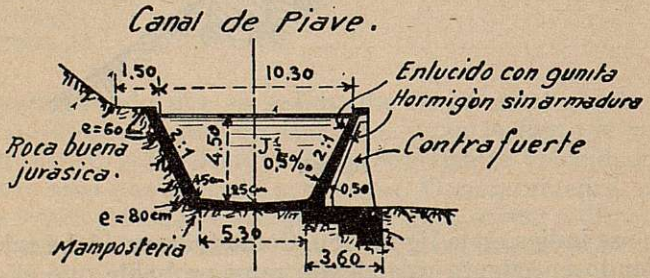


Fig. 182.

menos lo expondrá a un trabajo en condiciones diferentes del revestimiento estricto de impermeabilidad o de protección contra erosiones.

Cuando el revestimiento tenga sólo por objeto el último citado, puede limitarse a mampostería en seco o escollera. Pero hay que tener en cuenta en estos casos el aumento de rugosidad que esta clase de revestimientos lleva consigo, comparados con otros más regulares. También puede económicamente hacerse este revestimiento

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

con grava, y si no se sostiene, por ser el talud muy rígido, disponerla con protección de tela metálica, de manera análoga a las corazas de gaviones para defensa de márgenes.

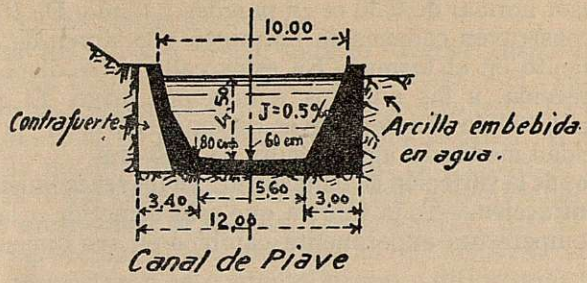


Fig. 183.

Los muros del canal, si quedan en la parte exterior al descubierto, están expuestos a los cambios de temperatura del medio

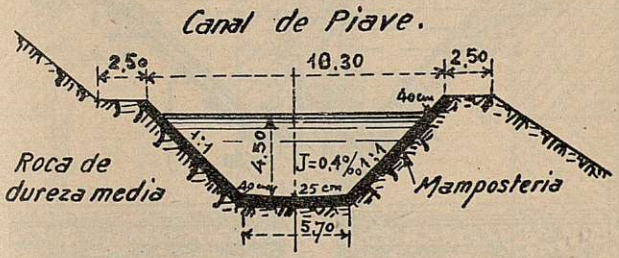


Fig. 184.

ambiente, mientras que en la superficie en contacto con el agua la temperatura es más constante. Esto da por resultado que la fá-

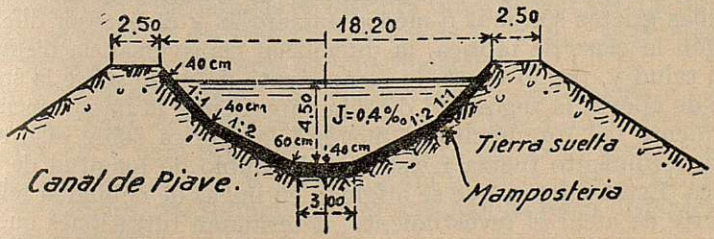


Fig. 185.

brica queda expuesta en puntos próximos a temperaturas muy diferentes, que con el tiempo originan grietas. Conviene por ello, siempre que sea posible, el abrigar con terraplén los muros.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las figuras 182 a 185 indican perfiles con revestimiento del canal de Piave, en el Lago Santa Croce (Italia).

La figura 186 representa el revestimiento del canal del salto de Beaumont-Monteux, en Francia. El revestimiento es de hormigón con espesor normal de 0,30 m en paredes y fondo. De 10 en 10 metros se construyen cadenas de hormigón que sirven de anclaje del revestimiento en el terreno. En estas cadenas se disponen juntas de contracción, a las que nos referiremos luego. El canal tiene 0,156 por 1 000 de pendiente y es capaz para 328 m^3 por segundo. La velocidad media del agua resulta de 1,95 m/s.

Efectos de la variación de temperatura en los revestimientos.—Juntas de contracción.—Toda fábrica que está sometida a las variaciones de temperatura experimenta cambios en sus dimensiones que

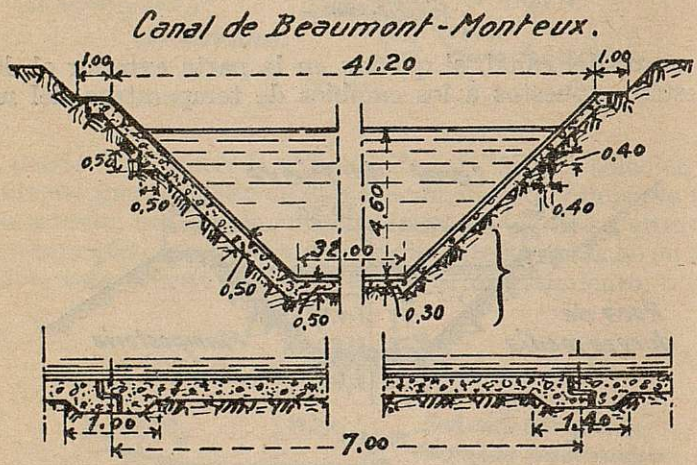


Fig. 186.

producen grietas. Los revestimientos de canales siguen esta ley y dichas grietas son más o menos numerosas y de espesor diferente, según la clase de fábrica, la dimensión transversal, la inclinación del talud y, por lo tanto, la componente del peso sobre la superficie de apoyo, la rugosidad de esta superficie y la importancia consiguiente del rozamiento al moverse la fábrica sobre ella, siendo este rozamiento fuerza resistente al cambio de longitud de la fábrica. Estas grietas, que se originan en líneas de debilidad relativa, aparte de afear el revestimiento, determinan filtraciones que pueden traer graves consecuencias, no por el agua que se pierde, que suele ser escasa, sino porque pueden arrastrar o disolver partículas sólidas y originar socavones y con ellos la caída del revestimiento y destrucción de parte del canal.

Para obviar estos inconvenientes, se ejecutan los revestimientos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

dejando líneas de debilidad en puntos adecuados y disponiéndolas de modo que las filtraciones sean mínimas.

Estas juntas se llaman por unos *juntas de dilatación*; más propiamente deben llamarse *juntas de contracción, o de construcción*; también se llaman *juntas consentidas*.

La figura 187, tipos I al III, indican diversas disposiciones de estas juntas. El tipo I es la más sencilla y basta para ejecutarla el hacer en diversas etapas la fábrica de uno y otro lado. La unión de las dos da una zona de debilidad que origina la junta. Al abrirse la grieta en ella puede filtrarse agua; así que este tipo sólo conviene cuando estas filtraciones encuentren terreno impermeable o de naturaleza no erosionable ni soluble. La figura 187, tipo II, da más recorrido a las posibles filtraciones que han de atravesar la zona en que las fábricas estarán en contacto íntimo y dificultarán aquéllas. En la figura 187, tipo III, de disposición análoga a la anterior, con la sola diferencia de poner antes del revestimiento las cadenas de

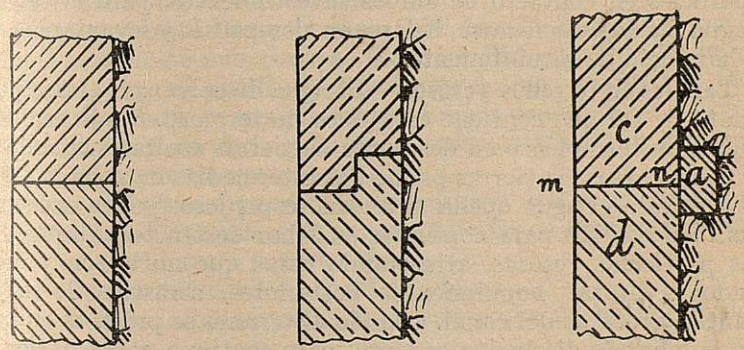


Fig. 187.

fábrica o de madera *a*, que pueden servir de guía para el refino de taludes y luego para apoyo de la junta que separa las dos zonas de revestimiento *d* y *c* ejecutadas en distinta tarea de trabajo. La junta *mn*, algunas veces, se dispone con espesor de 1 a 2 cm y se le rellena de asfalto, para más garantía de impermeabilidad.

Hay otras disposiciones más complicadas y costosas para conseguir ésta (chapa de cobre interpuesta en la junta, ranura rellena de asfalto, etc.); pero son más propias para juntas de contracción de las presas de embalse, y allí se tratará de ellas. Las de revestimiento de canales, por ser muy numerosas, han de tener disposición sencilla y económica.

Las juntas indicadas distan de 5 a 10 m.

A veces, en los revestimientos de canales, se suprimen las juntas de contracción y se emplean armaduras de hierro (hormigón armado), que siendo suficientes, en los cambios de temperatura no producen grietas grandes, sino solamente *grietas pelo* insignificantes.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Así se ha hecho en la construcción de un canal en el río San Joaquín, en California. Al tratar de la impermeabilización del canal nos hemos referido a los revestimientos de gunita, que en ciertos casos es solución adecuada y económica.

En canales de desagüe por los que discurran importantes caudales animados de gran velocidad, cuando se asientan sobre terreno deleznable, si el contorno bañado es grande, al funcionar con intermitencia, quedando expuestos a las variaciones de temperatura del medio ambiente, las grietas se producirán de modo inevitable; por ellas penetrará el agua, que formará remolinos en contacto con el terreno, al que podrá erosionar arruinando el canal. En estos casos está indicado el empleo del hormigón armado en contacto con el terreno, para originar sólo grietas pelo. Este hormigón armado basta que sea de poco espesor, y conviene quede protegido por otro revestimiento independiente de hormigón en masa con juntas de contracción ordinarias. Para mayor garantía se podría drenar las superficies en contacto de ambos revestimientos, para evitar que el agua pueda estacionarse, helarse en tiempo frío y levantar la capa de hormigón de recubrimiento.

Canales en terrenos yesosos.—El agua disuelve con el tiempo el sulfato de cal que contiene esta clase de terrenos. Si el canal está abierto en terraplén o en desmonte de tierras sueltas, conteniendo en ambos casos las tierras partículas intermedias de aquella sal, al disolver ésta el agua queda el terreno esponjoso; y ésta encuentra más fácil camino para continuar su labor destructora disolviendo más partículas yesosas, arrastrando otras que no lo son y originando cavernas, hundimientos posteriores, arrastres de mayor cuantía y roturas del canal. Cuando el terreno se presenta en bancos, la labor de disolución es lenta, pero continua, y con el tiempo llegan a producirse análogos daños. A veces, después de meses o años de funcionar el canal, a bastante distancia de él se presentan fugas de agua considerables, en virtud de la acción química y mecánica indicadas.

Es remedio precario el revestir el canal de fábrica, porque ésta se agrieta; y si está provisto de juntas de construcción sencillas, por ellas pasa el agua, que va paulatinamente efectuando su labor destructora, con la agravante de que el revestimiento oculta el daño y sólo se descubre cuando ha adquirido tal importancia que produce asientos en aquél y roturas en el canal. En caso de existir el revestimiento hay que tener la precaución de vigilar éste, y de los sonidos que producen los golpes que se den en él, deducir cuándo hay cavidad que reparar.

El remedio más eficaz es hacer revestimiento arcilloso en todo el contorno bañado, con el fin de aislar el terreno yesoso del contacto con el agua. Pero precisamente en estos terrenos no abundan las tierras arcillosas libres de yeso; y al tener que traerlas de puntos lejanos se encarece el coste de esta solución. Mejor aún sería el hacer

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

revestimiento rígido de fábrica y aislar éste del terreno con capa intermedia arcillosa.

Al faltar las tierras arcillosas o encarecerse mucho su empleo por la distancia, hasta el punto de hacer prohibitiva la solución indicada, cabría otra menos buena; y es la de interponer entre el revestimiento rígido y el terreno una capa de arena y grava que drene el agua que atraviese el revestimiento rígido antes de ponerse en contacto con el terreno. Al pie de dicha capa se colocarán drenes que lleven las filtraciones a punto alejado en que no ocasionen ningún daño al canal.

De no usarse ninguna de estas soluciones, hay que contar con los daños antes apuntados y tomar precauciones para ir corrigiendo aquéllos a medida que se presenten.

En resumen, de los terrenos yesosos hay que huir siempre que se pueda; y de no ser esto posible, ni tampoco económicamente emplear alguno de los escasos remedios que hay para evitar sus inconvenientes, hay que resignarse a sufrir los perjuicios que ocasionan y los disgustos que llevan consigo.

Canal en túnel.—En este caso debe tenerse en cuenta que no siempre la solución más corta es la mejor. Hay que fijar los puntos de ataque, y quizá resulte economía dando más longitud al túnel para que los pozos de ataque tengan menos profundidad o acercar el túnel al río para abrir galerías laterales cortas y con ello poder obtener ahorro de tiempo y coste.

El canal en túnel puede ser sin carga o con carga hidráulica. Trataremos de los túneles con carga o galerías de presión al ocuparnos de los conductos o tuberías de presión.

La solución del canal en túnel se adopta:

a) Cuando la ladera tiene tal escarpe que no hay posibilidad de otra solución.

b) Cuando sea más económico el atravesar una divisoria secundaria en túnel que el contornearla en canal abierto.

c) Cuando para huir de terrenos corredizos haya que internarse en túnel en la ladera apoyando éste en terreno sano.

d) Cuando haya que llevar el canal de una cuenca a otra y sin posibilidad de otra solución que el atravesar en túnel la divisoria.

e) Cuando el canal esté situado en ladera de mucha pendiente, quedando muy expuesto a sufrir los choques de los bloques desprendidos de aquélla y a cegarse con los corrimientos del terreno y los derrubios arrastrados al canal por las aguas de lluvia.

f) Cuando se requiere dejar al abrigo el canal contra el peligro de que se hiele el agua.

El túnel es más caro, en general, de apertura que el canal a cielo abierto, pero, en cambio, se ahorran los gastos de expropiación, obras de fábrica importantes para paso de vaguadas, canales, ferrocarriles, etc., y al disminuirse en el túnel longitud de trazado respecto a la solución de canal al descubierto, se disminuyen las pérdidas de carga y se aprovecha mejor el desnivel del tramo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

O aquella circunstancia para igualdad de pérdida total de nivel permite dar al túnel más pendiente, menos sección mojada y aminorar el volumen de excavación.

Las dimensiones mínimas de un túnel son aquellas que permitan el cómodo trabajo del hombre durante la construcción y su limpieza y reparación en explotación. Usualmente se toma como mínimas una altura de 1,80 m y un ancho de 1,20 m, y a estas dimensiones hay que añadir los espesores correspondientes al revestimiento en los casos en que lo lleve.

A no ser que el túnel se perfore en roca dura, debe siempre revestirse; y aun en dicho caso conviene un revestimiento, por sencillo que sea, en la altura de las aguas, para dar garantía de impermeabilidad. Estos revestimientos, al contribuir a aminorar la rugosidad de las paredes, pueden determinar una disminución de dimensiones y consiguiente economía. Así, por ejemplo, en el túnel del canal de Hetch-Hetchy, para abastecimiento de San Francisco de

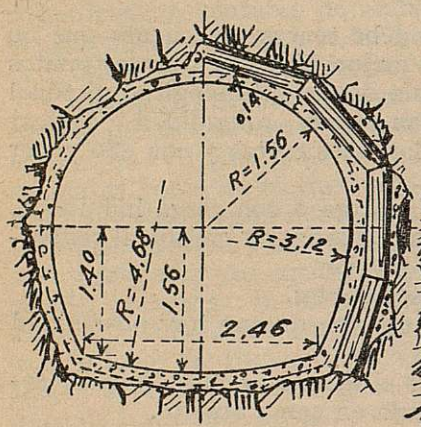


Fig. 188.

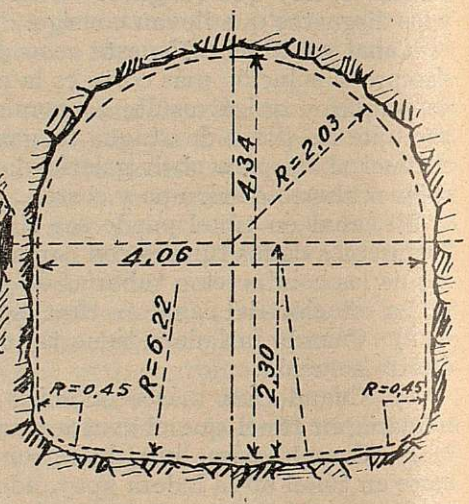


Fig. 189.

California (E. U.) (*Engineering News-Record*, 19 de abril de 1921, página 615, y *Utilisation des Forces Hydrauliques de Desgove*, página 249), se compararon las dos secciones que se indican en las figuras 188 y 189, cuyas características hidráulicas son las siguientes:

	Sección libre — M²	Perímetro mojado — M	Radio hidráulico — M	Pendiente	Velocidad — M/s	Caudal — M³/s
Sección revestida.....	8,17	10,14	8,80	0,00121	2,10	17,50
Sección no revestida....	15,58	14,40	10,50	0,00118	1,10	17,50

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Y se ve que la sección libre no revestida es casi el doble que la sección libre revestida; así, la supresión del revestimiento tiene como consecuencia un aumento notable de excavación. Hay que tener en cuenta que al abrir el túnel en roca se determinarán en las paredes entrantes y salientes que hacen variar mucho el ancho de la sección; que estas variaciones súbitas de luz producen remolinos en el paso de las aguas, constituyendo una fuerte resistencia que determina un valor muy alto para el coeficiente de rugosidad; hasta el punto que en galerías de presión recientes (salto del Charco del Cura, Alberche) el coeficiente encontrado empleando la fórmula de Manning es de 0,038, en vez de 0,025 supuesto. Es decir, que el coeficiente de rugosidad ha resultado mayor que 0,030, que es el valor que se fija

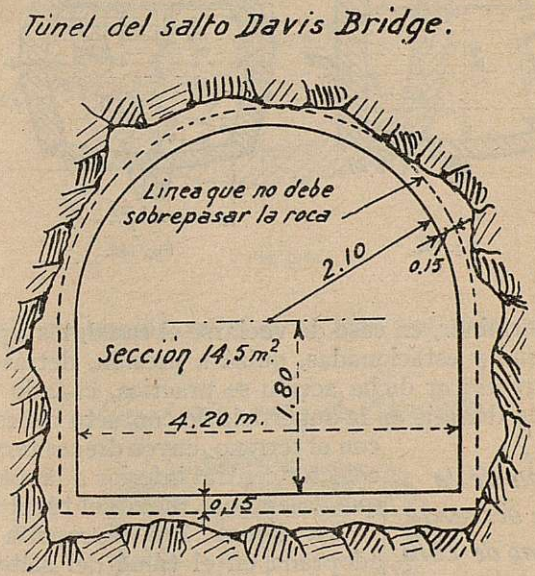


Fig. 190.

para canales y ríos con piedras. Y esto mismo viene a confirmar lo que dijimos antes de la incertidumbre del empleo de las fórmulas para determinar la sección de los canales.

En el túnel del salto de Davis Bridge (E. U.) se hizo también la comparación de coste de secciones revestida y no revestida, y se optó por la primera, por más económica. Esta sección se representa en la figura 190; en ella se adoptaron cajeros verticales para facilidad de la excavación.

Las formas de túnel más comúnmente usadas son la rectangular con arco superior (fig. 191), la de herradura (figuras 192 y 193) y la circular. Esta última es la de mejores propiedades hidráulicas y mecánicas, pero tiene más dificultades de ejecución que las for-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mas rectangular y de herradura. Esta se aproxima más que la rectangular en buenas condiciones hidráulicas a la circular, pero tiene más dificultades también que ésta. En la actualidad se usa con preferencia la forma en herradura, que, además, tiene la ventaja de proporcionar más resistencia que la rectangular a la presión que

Secciones en túnel en el salto de Kubel (Suiza)

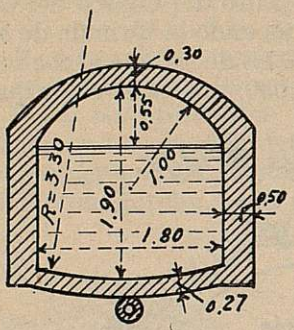


Fig. 191.

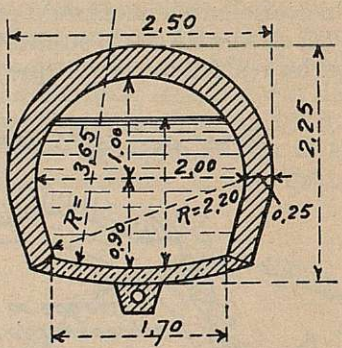


Fig. 192.

pueden determinar, en caso de vaciarse el canal, las aguas filtradas por el terreno y estacionadas, quizá a presión, detrás del revestimiento. Para evitar dicha acción se practica, cuando se considere necesario, un drenaje en la superficie de contacto del revestimiento con el terreno, cuyos drenes terminan en un colector central inferior a la solera, colector que desemboca fuera del túnel (fig. 191).

Sección de la galería de descarga del Pantano de Ebro (Proyecto)

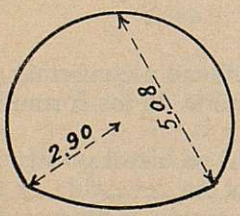


Fig. 193.

La figura 194 representa la sección adoptada en el túnel del salto del Carpio (España).

Las figuras 195 y 196 representan secciones de túnel en el salto de Capdellá, sobre el Flamisell (España).

En algunos túneles el revestimiento de hormigón se ha hecho colocándolo entre moldes y terreno por procedimiento neumático desde una instalación central, con lo que se ahorran entorpecimientos en la fabricación y transporte de materiales cuando la confección de hormigón se hace al pie de obra. Así, en la instalación de Chelan, Wáshington (E. U.), en un túnel de 3 600 metros de 5,20 metros de diámetro el hormigón se impelía a presión de 7 atmósferas a una distancia de 15 metros. En el túnel de Davis Bridge (E. U.) (*Engineering News-Record*, 7 de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

febrero de 1924, página 235), el hormigón se confeccionó en una instalación central, se transportó a los pozos de ataque y se vertió

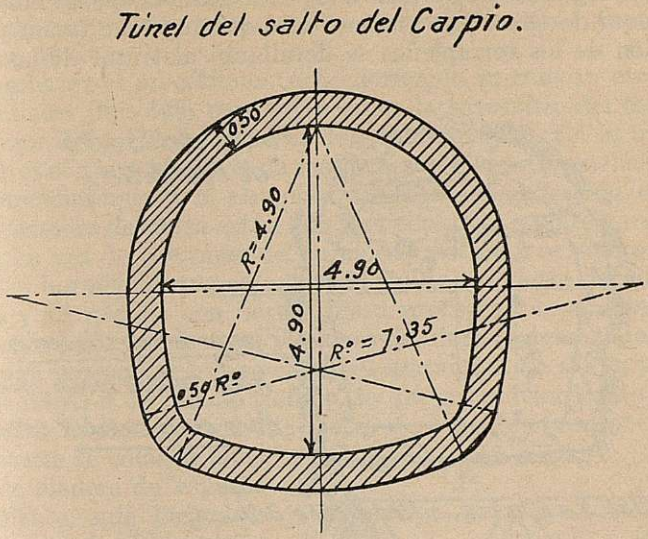


Fig. 194.

en ellos. Y la colocación en obra se hizo por tubos de 15 cm de diámetro.

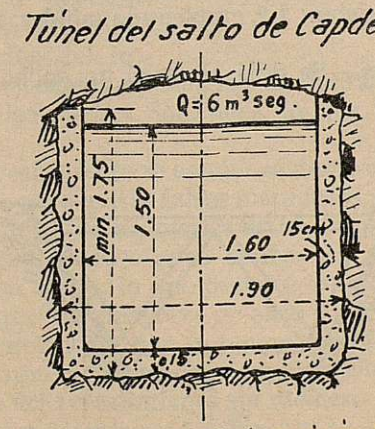


Fig. 195.

Procedimiento análogo se ha empleado en la galería de presión del salto de Burguillo en el Alberche (España), si bien parece que

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

los resultados obtenidos no han sido completamente satisfactorios.

Construcción del canal.—Las obras de explanación en los canales tienen análogas características a las de los caminos, y no nos ocuparemos aquí de ellas. Las precauciones que hay que tomar para la formación de los terraplenes se detallarán al tratar de las presas

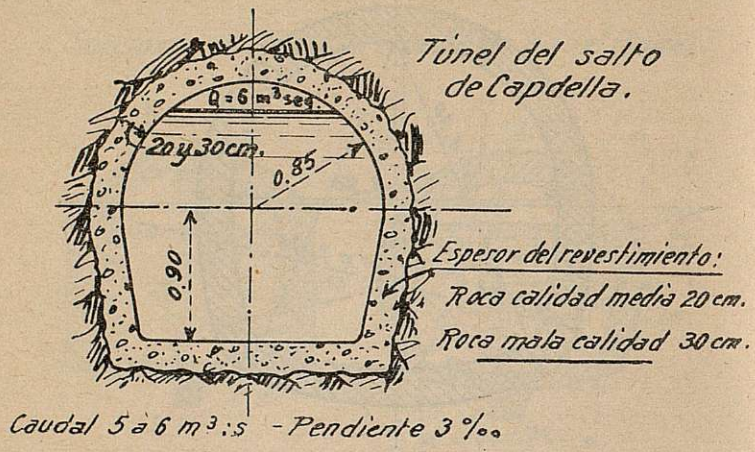


Fig. 196.

de embalse de tierras. Trataremos sólo de la ejecución de los revestimientos de hormigón.

Métodos de construcción del revestimiento de hormigón.—Dos métodos generales existen: 1.º, empleando moldes; 2.º, sin el empleo de moldes

Empleo de moldes.—Se deja al canal un ancho de unos 0,15 m

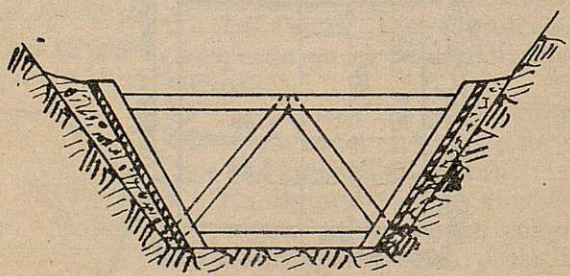


Fig. 197.

más que la sección dispuesta para recibir el revestimiento. La solera se dispone con la pendiente adoptada. Se colocan luego unos primeros moldes, que dejen entre haces el ancho requerido para la sección justa sin revestimiento. Entonces, entre los moldes y la excavación se coloca tierra húmeda, que se apisona, o barro líquido

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Estos moldes pueden tener en conjunto unos 2 m de longitud y estar formados por cuatro cerchas (fig. 197). Los moldes estos pueden levantarse al cabo de unas doce horas a lo más. Así se consigue una superficie muy igual para recibir el revestimiento, ahorrándose volumen de éste.

Para hacer el revestimiento de hormigón se colocan otros moldes similares (fig. 198) que dejen entre la superficie del terreno y la exterior del molde el espesor del revestimiento. En la unión de los cajeros con la solera se le da más espesor. El vertido del hormigón sigue inmediatamente al arreglo antes dicho de la sección, de modo que las paredes de tierra están aún humedas. Los moldes para el hormigón, en vez de colocarse de un modo continuo, se colocan alternados; el hormigón, que es amasado flúido, se vierte detrás de los moldes y se apisona con barras. Para proteger los paramentos de tierra se colocan sobre ellos planchas de hierro galvanizado, que se sacan una vez que se haya vertido el hormigón. La solera y los cajeros se hacen a un mismo tiempo, lo que proporciona mejor unión entre ellos. Para dejar entre la tierra y el molde el espesor del revestimiento se colocan unos tacos de madera de espesor conveniente, que luego se quitan. Cuando el hormigón fragua se levantan los moldes. Después hay que mantener el hormigón húmedo por medio de sacos o arpilleras mojadas o dejando entrar el agua en el canal.

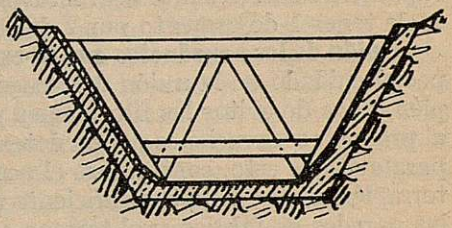


Fig. 198.

La construcción del revestimiento en secciones alternadas da juntas de debilidad en las que se producen las grietas. Son, pues, lo que llamamos juntas de construcción.

Cuando el revestimiento se comienza desde el origen del canal, lo más conveniente, para evitar falsas maniobras, es colocar los moldes en la longitud que se va a revestir en el día y empezar el revestimiento desde agua abajo o agua arriba. Así se endurece antes el hormigón de agua abajo, lo que permite quitar primero los moldes de esta parte y que el transporte de ellos y de los restantes se haga por dentro del canal y sin que se tengan que transportar por la ladera, que no siempre se presta fácilmente a ello.

Construcción del revestimiento sin moldes.—Debe ser usado sólo para taludes de los cajeros más suaves de 1 : 1 y en revestimientos de mucha longitud, y consiste sencillamente en dar al canal la sección justa que ha de tener sin revestimiento y aplicarle luego éste directamente.

Preparación de la explanación para el revestimiento.—Se explana el canal dándole la sección aproximada. En caso de terraplén, las tierras deben haber hecho su completo asiento antes de revestir el canal.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se colocan estacas al nivel necesario, en la solera al pie de los cajeros y al final de éstos en la parte superior. Estas estacas se ponen a distancias de 5 a 6 m en las alineaciones rectas y a 2 ó 3 m en las curvas, y su posición se fija por distancias a una alineación de otras estacas hincadas en el eje del canal o fuera de él por las banquetas de la excavación. Estas medidas se toman corrientemente por medio de gálibos o cerchas, que tienen la requerida sección transversal, y se colocan a nivel por medio de plomadas o niveles de burbuja dispuestos convenientemente. Luego de colocadas dichas estacas, se refina la superficie de la explanación.

El revestimiento de hormigón debe seguir al refino de la superficie de la explanación tan cerca como sea posible. Dicho revestimiento (sin moldes) se construye por fajas o zonas transversales al canal, colocando piezas de madera del espesor que va a llevar el revestimiento, para limitar sucesivamente éste. Luego, primero se hacen los cajeros y después la solera. El hormigón se coloca entre dichos rastreles, se rae por piezas planas apoyadas en aquéllos y luego se enluce. Si el hormigón se aplica flúido, da sin enlucir una superficie relativamente lisa. El enlucido se hace con mortero que suele tener 1 de cemento por 2 de arena.

Unión de los acueductos con la explanación.—Se debe llevar especial cuidado en la unión del acueducto con el desmonte o terraplén, a fin de evitar las filtraciones y el arrastre de partículas, que al producir socavaciones podría determinar la ruina del canal. Debe, para evitarse esto, continuarse el acueducto dentro del desmonte o terraplén en una longitud suficiente para que el paso del agua entre las paredes de fábrica y el terreno encuentre tal resistencia por la pérdida de carga en virtud del rozamiento, que no puedan formarse en dicha parte venas líquidas. Como cifra aproximada para dicha longitud debe tomarse la de unas 15 a 20 veces la profundidad del agua para el canal en terraplén, y 12 a 18 veces para el canal en desmonte. La superficie de contacto con las tierras conviene no hacerla lisa, sino darle algunos resaltos, a manera de pilares adosados a dicha superficie.

En las uniones de acueductos de hierro o de hormigón armado con los estribos, hay que poner juntas de dilatación, por ejemplo, en forma de fuelle.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XI

CONSTRUCCIONES EN EL CANAL

Toma de aguas.—Bocal y regulador.—Llamamos *bocal* a la construcción que en el origen del canal permite el ingreso de las aguas en él.

Designamos con el nombre de *regulador* a la disposición de cierre cerca del comienzo del canal, con la que se puede dar a éste la dotación que se desee dentro de las posibilidades de su capacidad. En riadas, por ejemplo, conviene restringir la sección de paso de aguas del regulador para que no se eleve excesivamente el nivel de ellas en el canal, evitando así los destrozos que pudieran originarse al verter las aguas sobre los cajeros. Cuando hay que hacer alguna reparación en el canal el regulador permite dejarlo en seco.

En esencia, el regulador es una estructura de fábrica con compuertas elevables o abatibles, con disposición apropiada para que sus movimientos se efectúen con seguridad y rapidez. Ante todo, la obra ha de ser estable. Una rotura en ella o en sus mecanismos de movimiento podría dar lugar a un exceso de agua en el canal, con los peligros consiguientes, o a no poder dar a éste la dotación necesaria.

El bocal y el regulador muchas veces se confunden en una sola construcción situada en el origen del canal. Otras veces quedan distintamente separadas, y ambos casos se señalarán en los ejemplos que se citan después.

Para los canales no navegables la mejor ubicación del bocal es inmediatamente al lado del azud y junto a los desagües de fondo, de modo que los sedimentos que se depositen ante el bocal puedan ser arrastrados al abrirse las compuertas de desagüe.

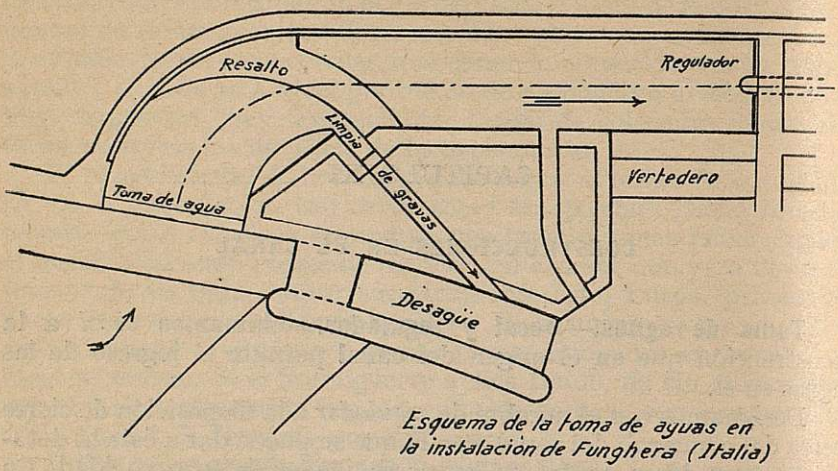
En los canales navegables la conveniencia de que la entrada de las embarcaciones no quede muy cerca del azud para evitar que la velocidad de las aguas junto a éste pueda arrastrar a aquéllas, determina o el alejar del azud el bocal, o el hacer lejos del azud una entrada especial para las embarcaciones, dejando junto a éste la toma de aguas general del canal.

La figura 147 indica una buena disposición de toma de aguas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en la que quedan confundidas el bocal y regulador, y corresponde al salto Granite Reef sobre el río Salt (E. U.).

La figura 199 representa la toma de aguas del salto de Funghera



Esquema de la toma de aguas en la instalación de Funghera (Italia)

Fig. 199.

(Italia), en la que quedan separados el bocal y el regulador. En la figura 200 quedan confundidos, y en la figura 201, que representa la

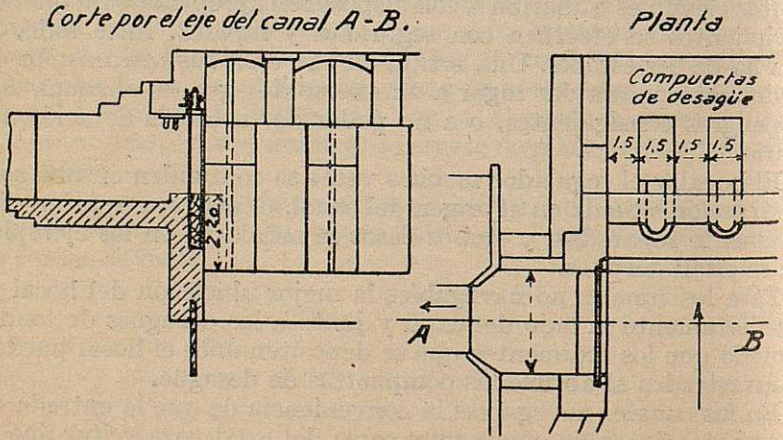


Fig. 200.

toma de aguas de la Central de Serós (España), quedan separados.

Se debe proscribir la disposición de la figura 202, a no ser que se trate de un río que no arrastre caudal sólido, porque de arrastrarlo,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

no podrá evitarse su entrada en el canal. La separación del bocal y regulador, como se indica, por ejemplo, en la figura 201 del salto de Serós, obedece: 1.º, a dar al bocal mucha longitud y poco calado

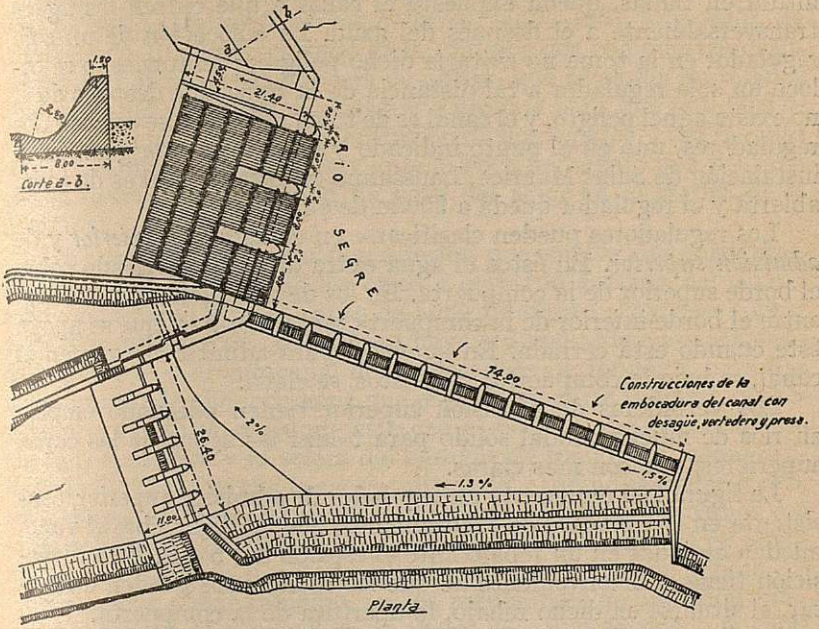


Fig. 201

para determinar un mayor desnivel entre las soleras del bocal y de las compuertas de desagüe. El colocar el regulador con las características de anchura de un bocal tan largo resultaría muy costoso; 2.º, a la conveniencia de proveer otra zona de sedimentación delante del regulador y después del bocal con disposición de arrastre de dichos sedimentos, como indica la figura y se describirá después.

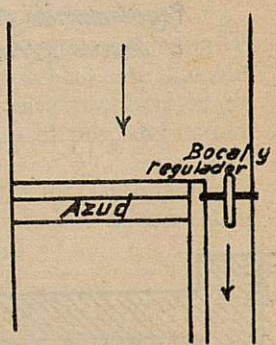


Fig. 202.

Cuando el regulador se sitúa en el origen del canal, éste se llama de toma cerrada. A veces se suprime el regulador o se sitúa lejos del bocal, y entonces los canales se llaman de toma abierta. Se suprime el regulador cuando el canal es de escasa longitud y los terrenos que atraviesa quedan por su altura suficientemente defendidos contra las riadas. Entonces el azud, si es móvil, o las compuertas de desagüe, si es fijo, al abrirse, por tener la solera sufi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cientemente baja con respecto al umbral del bocal, determinan el desagüe de éste.

A veces el terreno que atraviesa el canal, en una cierta longitud agua abajo de la toma, es de elevación escasa, y al ser el azud de poca altura en riadas, queda expuesto el canal a que entren las aguas transversalmente a él después del azud. La colocación de un solo regulador en la toma no evitaría dicho peligro; y entonces, o se coloca un solo regulador a tal distancia de la toma que después de él no exista aquel peligro, y el canal es de toma abierta, o se colocan dos reguladores, uno en el punto indicado y el otro en el origen. En la instalación de Saint Maurice, Laussanne (Suiza) el canal es de toma abierta y el regulador queda a 900 m de ella.

Los reguladores pueden clasificarse en de *admisión inferior* y de *admisión superior*. En éstos el agua entra al canal vertiendo sobre el borde superior de la compuerta. En los de admisión inferior entra entre el borde inferior de la compuerta y el umbral en que se apoya éste cuando está cerrada. En aquéllos, para admitir el agua en el canal, se baja la compuerta, y en éstos, se eleva.

Los vertederos de admisión superior tienen adecuado empleo en ríos de mucho caudal sólido para tomar las aguas de las capas superiores, que son más claras.

La figura 200 representa un regulador de admisión superior, consistente en compuertas de deslizamiento que, al dejar libre el vano, quedan alojadas en un rebajo ante el escalón del bocal. Esta disposición tiene el inconveniente de que los sedimentos pueden dificultar, al situarse en dicho rebajo, la apertura de la compuerta.

La figura 121 representa otro regulador de admisión superior

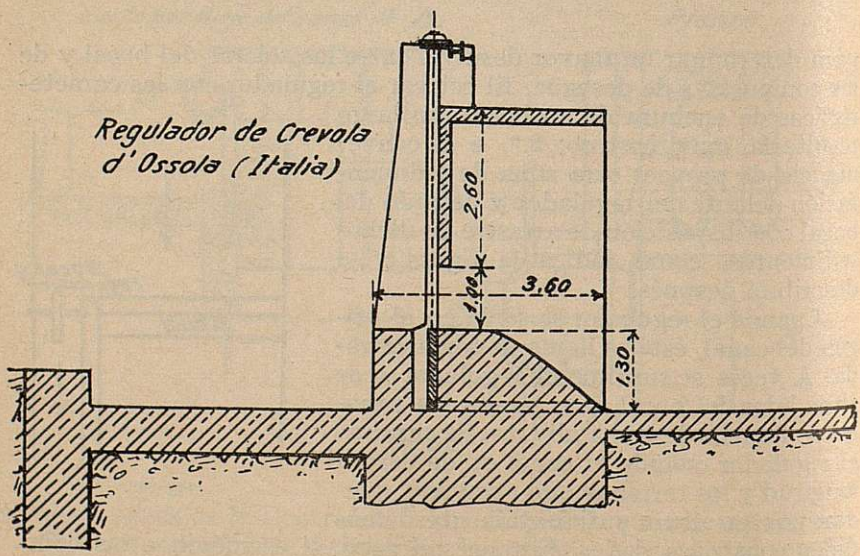


Fig. 203.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

correspondiente a la instalación de Galeto (Italia) y formado por dos compuertas Taintor de 22 m de luz por 6 de altura, que al abrirse se alojan en el rebajo circular que se ve en la figura; compuertas a las que nos referimos al tratar de presas móviles.

La figura 203 representa el regulador de la instalación de Crevola d'Ossola (Italia) (*Energia Elettrica*, mayo 1927, pág. 495). Se compone de 10 vanos, cerrado cada uno por dos compuertas deslizantes de 1,35 m de luz por 1 m de altura, que se alojan en rebajos que tienen un conducto de desagüe o drenaje para que por ellos se alejen las arenas que puedan entrar en dichos rebajos. Para defensa contra la entrada de grava hay ante la boca del rebajo una pantalla que la desvía. La velocidad de paso del agua en el regulador es de 0,70 m.

Los reguladores de admisión inferior, que son los más corrientes, no se prestan tanto como los otros a evitar la entrada del caudal sólido arrastrado por las capas de agua inferiores; hay que contar para ello que este caudal sólido se haya sedimentado en el remanso de la presa o en el antecanal de los desagües de fondo. Y para dar más garantía de ello, conviene que el desnivel entre la solera del regulador, cuando se confunde éste con el bocal, o del bocal cuando quedan separados, y la solera del desagüe de fondo, sea, como dijimos, de 1 a 2 m. Cuando la escasa altura del azud no se preste a ello, para conseguir dicho desnivel se aumenta la luz de los vanos del bocal a expensas del calado, de modo que el agua entraría en el canal por vertedero de mucha longitud y escaso espesor de lámina.

Sin apelar a este remedio, en los reguladores de admisión inferior que tengan al menos 2 m de altura del vano se puede la compuerta dividir en dos tableros que corran por ranuras diferentes; y en riadas puede calarse el tablero inferior y abrirse el superior pasando el agua entre los dos, con lo que se consigue tomar las aguas de capas más altas que si la compuerta fuese sólo de una hoja. Disposición análoga sería el colocar viguetas horizontales que den un cierto atajamiento en ranuras agua arriba de las compuertas.

Cálculo de la sección del regulador.—Para asegurar al canal el caudal deseado, es preciso que el nivel de aguas del río esté más elevado que el del canal en la altura suficiente para producir en los vanos del regulador la velocidad necesaria para el paso del caudal requerido.

Cuando los reguladores son de admisión inferior, suponiendo el coeficiente de contracción igual a 0,70 y llamando h la diferencia de niveles, el caudal que pasará por la sección s será

$$Q = 0{,}70 \times s \times \sqrt{2gh}$$

y si hacemos $s = 1\ m^2$ y $h = 0{,}15$, tendremos que el caudal que pasará por metro cuadrado de sección será $1{,}2\ m^3$ por se-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gundo. Este valor de h es un valor medio aceptable. En la fórmula anterior, y suponiendo conocido el caudal total a derivar Q, tenemos dos incógnitas, s y h. Si damos a esta última un valor como el indicado, obtenemos el de s, es decir, la sección total necesaria de los vanos del regulador. Como dato práctico se puede tomar el que la velocidad del agua en el regulador esté comprendida entre 0,80 y 1,20 m. Si se fija esta velocidad, de la fórmula $v = c\sqrt{2gh}$ se deduce h. C puede variar entre 0,60 y 0,80, según la forma más o menos abocinada de entrada de aguas en el regulador.

En los reguladores de admisión superior el caso corriente será de vertedero sumergido. La fórmula correspondiente sabemos es (figura 204):

$$Q = \frac{2}{3}\mu l h\sqrt{2gh} + \mu l(h_1 - h)\sqrt{2gh}$$

Conocidos Q, la longitud l de vertedero, dando valores a h obtenemos los correspondientes de h_1 y, por lo tanto, deducimos p de la indicada figura, suponiendo también conocida la diferencia de niveles entre la coronación del azud, o sea el nivel de aguas de estiaje, y el fondo del canal. Las incógnitas pueden ser otras de la indicada. En estos reguladores se toma como valor de h uno comprendido entre 0,15 y 0,30.

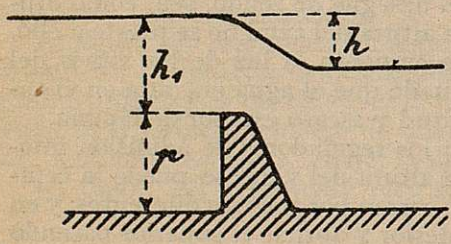


Fig. 204.

En ejemplos tomados de instalaciones de la India resulta un caudal vertiente por metro lineal de vertedero de 1,9 $m^3 : s$, y suponiendo $h = 0{,}30$, resulta que el espesor de lámina vertiente será de 1,40 m.

En los reguladores, el ancho total, si es grande, se divide en vanos por pilas, y las secciones de desagüe quedan formadas por espacios comprendidos entre el umbral, las pilas y el borde inferior de un muro o bóveda de tapamento que se prolonga hacia arriba hasta sobrepasar el nivel de riadas, con el fin de que el piso de maniobra quede fuera del alcance de éstas. El borde superior del vano, o sea el inferior del muro de tapamento, quedará, al menos, a unos 0,15 m por debajo del nivel de aguas en el canal. Las pilas y estribos delante de las compuertas deben tener ranuras de ataguiamiento para poder colocar viguetas y dejar en seco la zona de agua abajo cuando haya que efectuar alguna reparación en las compuertas.

Cimentación del regulador.—Hay que atender en ella a evitar el arrastre de las partículas terrosas por causa de las filtraciones que puedan establecerse inferior y lateralmente, cuando el terreno de apoyo es poroso. Por lo tanto, en el regulador, como antes dijimos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en los azudes, tanto en la cimentación como en los estribos, hay que proporcionar a las aguas filtrantes suficiente recorrido para disminuir la pendiente de la línea de carga, y para ello hacer rastrillos o tablestacados, o ambas cosas, en la cimentación, adoptando la

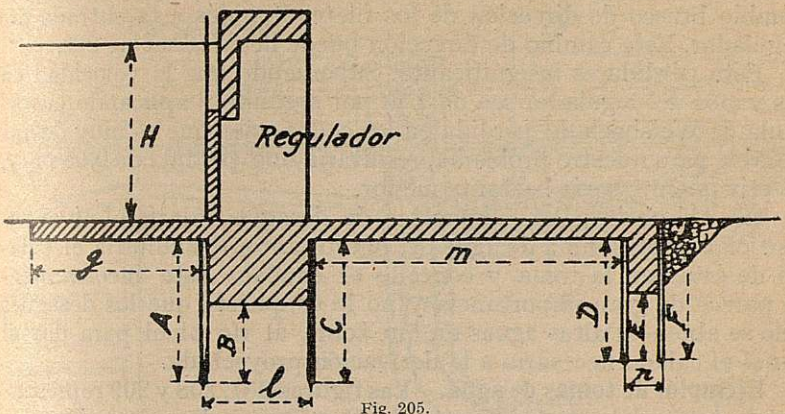


Fig. 205.

fórmula $L = CH$ para determinar la longitud de dicho recorrido, siendo H la máxima diferencia de niveles entre agua arriba y agua abajo, es decir, la altura de la máxima riada sobre la solera del canal, y C un coeficiente que depende de la naturaleza del terreno.

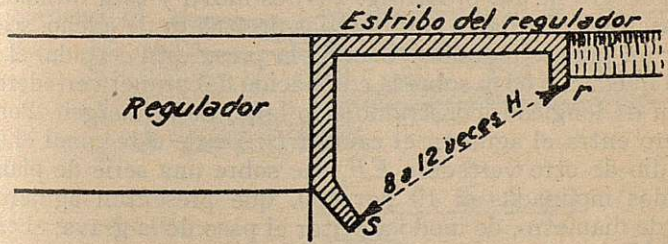


Fig. 206.

Según éste, C variará entre 8 y 12, como dijimos al tratar de los azudes sobre terreno permeable.

Así, por ejemplo, en la figura 205 debe verificarse

$$A + 2B + C + D + 2E + F = 4 \text{ a } 6H$$
$$g + l + m + n = 4 \text{ a } 6H$$

Y, en suma, el recorrido total de las aguas es 8 a $12H$.

En los estribos se puede proceder análogamente. Y así, pues, en la figura 206 el recorrido de las aguas sr debe ser de 8 a 12 veces la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

altura H antes considerada; y aun podría ser algo menor, puesto que, como dijimos al ocuparnos de los azudes, el recorrido se verifica preferentemente sobre las superficies de la obra en contacto con el terreno.

Inconvenientes de la situación relativa recomendada del regulador y los desagües de fondo.—1.º Pérdida de carga, debida al cambio brusco de dirección de los filetes líquidos a la entrada del regulador. Este cambio de dirección puede llegar a ser de 90º.

Esta pérdida es insignificante. Suponiendo que la velocidad en los vanos del regulador sea de 1 m por segundo y aplicando la fórmula de Weisbach de pérdida en los codos, caso que es muy desfavorable para nuestro problema, resultaría una pérdida de 0,05 m, y, efectivamente, sería bastante menor.

2.º Al abrirse las compuertas de desagüe bajaría el nivel superficial de la lámina de aguas y, por lo tanto, disminuiría el calado de éstas en la toma y con ello el caudal. Este inconveniente parece de gran importancia y no lo es, puesto que los desagües sólo se abren en altas aguas en que sobra al río nivel para dar al canal el calado necesario a la derivación proyectada.

Ejemplos de tomas de agua.—Las figuras 207, 208 y 209 representan la toma del canal del salto de Martigny, sobre el río Drance, en Suiza. Este río arrastra considerabilísimo caudal sólido, y la disposición de la toma tiene por objeto evitar en lo posible la entrada en el canal de dichas materias sólidas. El caudal mínimo a derivar es de 3 m^3; pero están dispuestas las obras para derivar 9 m^3, de los que se puede disponer durante seis meses al año. El salto utilizado es de 175 m. La presa (fig. 207) es móvil y está formada por nueve sectores circulares equilibrados de 2,85 m de ancho, sostenidos por un puente metálico. Cuando la presa está cerrada, el nivel de agua queda a 0,50 m sobre la coronación del primer vertedero AB de 38 m de longitud, construído a lo largo de la margen. Por este vertedero entra el agua en el canal CD. Desde este canal el agua, por medio de otro vertedero EF, cae sobre una serie de planchas perforadas inclinadas el 10 por 100, que presentan agujeros de 12 mm de diámetro, de modo a evitar el paso de la grava; el exceso de agua vierte sobre dichas planchas y cae en el canal de desagüe IJ, que las devuelve al río. Además, a lo largo del canal CD hay las compuertas R, S y T. Abriendo las tres se determina una entrada de agua directa del río en el canal CD y arrastra los sedimentos que las aguas han podido depositar. Cerrando la compuerta S se evita la entrada de aguas en el canal.

Esta disposición de la toma, así como las demás disposiciones que se han tomado en el resto del canal, han dado excelente resultado. Las figuras 208 y 209 indican dos cortes de la toma representada en planta en la figura 207.

La figura 201 representa la toma del salto de Serós (Lérida), de la Sociedad Riegos y Fuerzas del Ebro, vulgarmente conocida por «La Canadiense». Se derivan 60 m^3 por segundo para 50 m de salto.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La presa, de 393 m de longitud, tiene una altura sobre cimientos de unos 6 m, y sobre el fondo del colchón de aguas, de 5 m. Esta presa, con un espesor de lámina vertiente de 2,70 m, puede evacuar 4 280 m^3 por segundo. En la presa, y junto a lo representado en la figura 201, existe una escala de peces. En el extremo superior

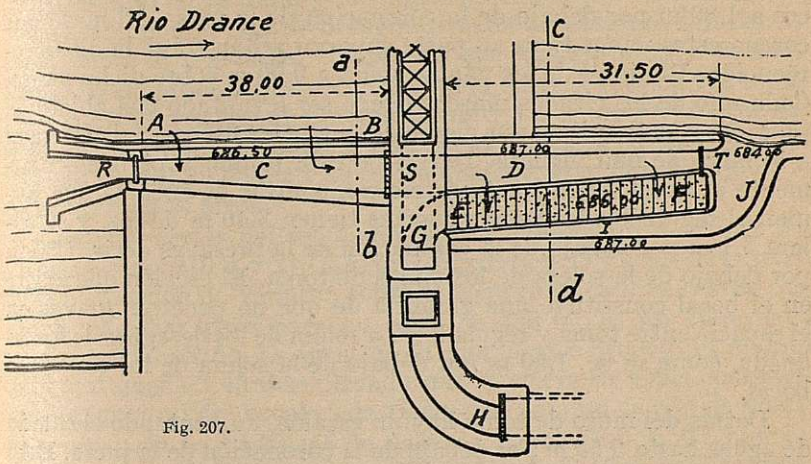


Fig. 207.

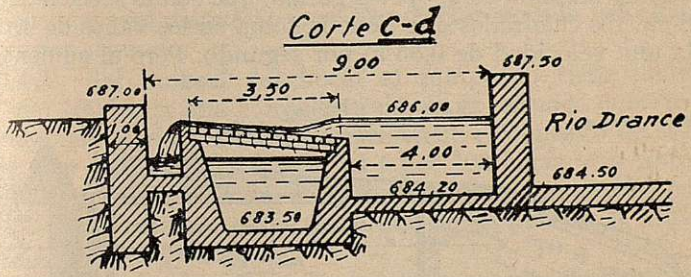


Fig. 208.

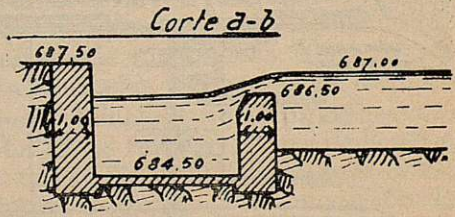


Fig. 209.

de la misma figura se ve el portillo de flotación de maderas, que tiene su solera de entrada a 0,70 m por debajo de la coronación de la presa. La pendiente es de 5 : 1; el ancho, de 4,50 m. Al lado de este portillo hay tres vanos para desagüe de fondo. Estos vanos tienen 8 m de luz, y su solera está a 3,30 m por debajo de la coronación

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de la presa. Están cerrados con compuertas Stoney. A continuación de las compuertas de desagüe que se acaban de mencionar está la embocadura propiamente dicha, bocal o toma, la que presenta próximamente en dirección paralela a la corriente del río una rejilla muy robusta, consistente en 15 marcos móviles de 4 m de luz cada uno, quedando la solera de los vanos correspondientes a estos marcos a 1,80 m por debajo de la coronación de la presa. El muro que corona estos vanos tiene su parte superior a 3 m sobre la dicha coronación. El dintel de los vanos queda a 0,90 m sobre dicho punto. Cada uno de los citados marcos puede ser levantado con objeto de proceder a su limpieza, por medio de una polea diferencial corredera a lo largo de una vigueta. Detrás de esta rejilla, y perpendicularmente al canal, se encuentran seis compuertas de entrada que forman el regulador. Estas compuertas tienen 3,40 m de luz, y su solera 3,1 m por debajo de la coronación de la presa; es decir, 1,30 m por debajo de la solera de los vanos de toma. El escalón que existe en el bocal constituye una garantía de que no penetren gravas en el espacio entre toma y regulador. La solera de los desagües de fondo queda, como se ve, 1,50 m por debajo de la solera de los vanos del bocal.

Detrás del muro de toma hay un escalón, aumentando el calado de aguas hasta 3,55 m por debajo de la coronación de la presa. Esta deriva como máximo 60 m³ por segundo, que con la sección de paso de 108 metros cuadrados que tiene la toma en los vanos de las rejillas, da una velocidad de 0,55 m por segundo. Pero al aumentar la

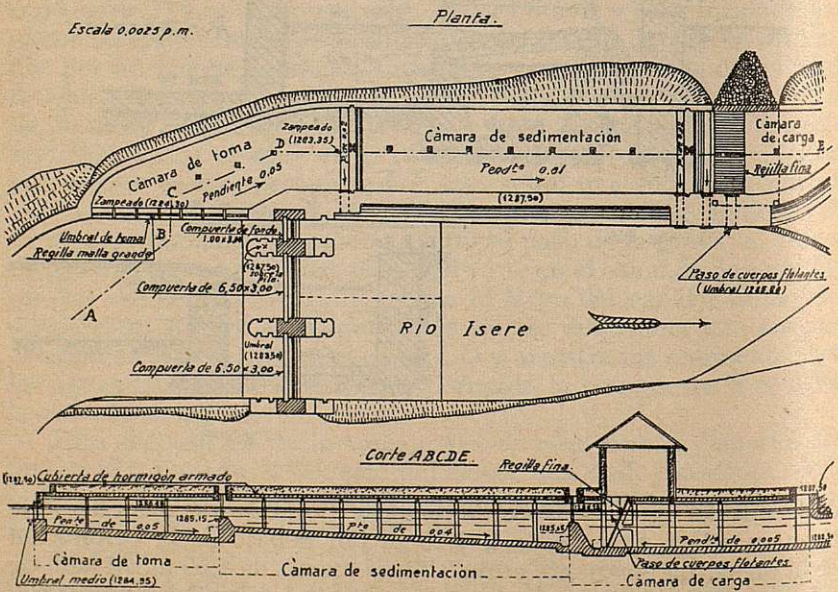


Fig. 210 *a*. Fig. 210 *b*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sección bañada detrás de la toma hasta 266 m², la velocidad disminuye para dicho caudal a 0,22 m por segundo. De modo que con la primera velocidad de 0,55 no podrán las aguas arrastrar las gravas; y al conseguir la segunda de 0,22 m se depositarán las arenas gruesas, quedando sólo en suspensión las arenas finas.

El espacio entre toma y regulador se limpia en virtud de la acción de una compuerta de desagüe situada en el cajero derecho del canal, junto al regulador, compuerta que sigue a un escalón de la solera. La superficie de ésta, comprendida entre el escalón y la toma, tiene hacia el desagüe una pendiente de 1,5 a 2 por 100, lo que determina una gran velocidad de arrastre al abrirse la citada compuerta. Esta tiene 1,30 de luz y su solera queda 3,80 m por debajo de la coronación de la presa.

Las compuertas del regulador tienen movimiento a mano.

Las figuras 210 *a* y 210 *b* representan el plano y corte de la toma en la instalación de Viclaire, sobre el Isère (Francia). El caudal que deriva es 4 000 litros para un salto de 396 m. El río Isère lleva mucho caudal sólido. La presa es de compuertas Stoney. El umbral del bocal queda 1,45 más elevado que la solera de estas compuertas. La longitud del bocal es de 16,50, que para un calado de próximamente 1,50 da 24,75 m² de paso de agua. Para 4 m³ por segundo la velocidad de paso por el bocal es de 0,18 m por segundo. Pero el canal está dispuesto para 12 m³. Entonces la velocidad será 0,50 m por segundo.

Detrás del umbral del bocal el zampeado tiene inclinación del 5 por 100 hacia una compuerta de purga, situada delante de un vertedero sumergido. Detrás de éste viene el depósito de sedimentación, con pendiente de fondo del 4 por 100 hacia otra compuerta de purga colocada delante de otro vertedero sumergido, tras del cual está la cámara de carga de la galería de presión, y al final de ésta se halla el regulador.

Evitación de la entrada en el canal de los cuerpos flotantes.—Estos pueden ser detritus vegetales que arrastran con abundancia las primeras lluvias otoñales, o materias más voluminosas, como árboles arrancados y transportados por las riadas y témpanos de hielo en las comarcas frías. Estos últimos voluminosos cuerpos pueden causar daños en el canal y más aún en las turbinas. Antes de llegar a éstas, como veremos, se coloca una rejilla de malla fina para evitar la entrada de dichos cuerpos flotantes. Pero en el origen y recorrido del canal conviene multiplicar los medios de alejarlos para evitar que la abundancia de ellos llegue a obstruir el paso del agua por aquella rejilla, a pesar de los medios de limpieza a mano o mecánicos que se dispongan.

En el origen del canal, una primera y elemental disposición consiste en que el muro de tapamento del regulador, o en su defecto el borde inferior de la compuerta, en las de admisión inferior, cale de 0,15 a 0,50 m por debajo de la superficie de las aguas. La mayor

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

parte de los cuerpos flotantes se detendrán y serán arrastrados por la corriente lateral que se establece al verter las aguas por encima del azud contiguo. Otros cuerpos flotantes buzarán por debajo de dicho dintel, arrastrados por las aguas que pasen por el regulador.

Otra disposición consiste en colocar *guías flotantes* ante la toma, con el fin de desviar los cuerpos hacia el azud. La figura 211 representa un tipo de ellas. Este armazón, en trozos de unos 5 m y unidos con cables forman la *guía*, y los extremos de ésta se fijan a la margen y al azud, de modo que puedan seguir las fluctuaciones del agua.

Otro procedimiento consiste en anclar entre el azud y la margen dos cables situados en un plano vertical, uno a unos 0,50 m por encima del agua y otro a próximamente igual distancia por debajo de ella, y a estos cables fijar una tela metálica de malla ancha.

Ante el bocal, y con el fin de detener los cuerpos flotantes grandes, se suele colocar una rejilla con espaciamiento entre pletinas de 4 a 10 cm, como ocurre en la toma de Serós, a que antes nos hemos referido. Esta rejilla detiene los elementos vegetales de mayor tamaño que sus claros que por empapamiento de agua hayan adquirido la misma densidad que ella y puedan ir transportados a alguna profundidad de la superficie. Conviene que esta rejilla sea de fácil limpieza y elevación, a cuyo fin, si no hay aparato a propósito, como en Serós, debe formarse con paquetes de pletinas, cada uno de ellos que pueda manejarse por dos hombres. En el salto de Beaumont Monteux, sobre el Isère (Francia), la rejilla está formada por pletinas de 60 × 8 mm, con claros de 70 mm. La colocación de esta rejilla requiere un aumento de vigilancia, para evitar que se obstruya.

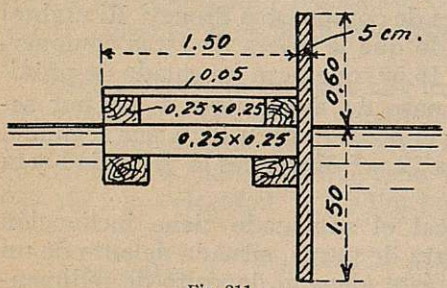


Fig. 211.

En el recorrido del canal y junto a cada aliviadero conviene colocar una pantalla de hormigón armado que cale unos decímetros en el agua y que con posición inclinada respecto a la corriente desvíe los cuerpos flotantes hacia el aliviadero o a una pequeña escotadura del cajero que lleve el agua con los detritus vegetales al cauce cercano.

Aliviaderos.—En todo canal es preciso colocar aliviadero o aliviaderos con los fines siguientes:

1.º Para dar salida al exceso de agua que entre en el canal por no maniobrar convenientemente las compuertas del regulador.

2.º Para dar salida a las aguas que no empleen las turbinas cuando éstas no consuman el caudal normal.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

3.º Para prevenir cualquier obstrucción del canal o necesidad de reparación en él y conveniencia de dejar en seco algún tramo.

Con los aliviaderos se consigue que el agua no pueda nunca sobrepasar los cajeros y causar los daños consiguientes en ellos y en los terrenos contiguos.

Para el primer fin se coloca un aliviadero junto y agua abajo del regulador. Para el segundo fin se coloca otro junto a la cámara de presión; y para el tercero se colocan otros en puntos convenientes en el recorrido del canal; por ejemplo, junto a la cabeza de agua arriba de los sifones o antes de alguna obra de fábrica importante.

Como todo aliviadero lleva inherente un canal de descarga que devuelve las aguas al río, la ubicación de los aliviaderos intermedios se subordina también a la facilidad de ubicar dicho canal; y son circunstancias favorables para ello la proximidad del río o el cruce de algún cauce, que proporcionan así escasa longitud para aquél.

En el canal del salto de Buitreras, en el Guadiaro, se ha establecido un aliviadero en el acueducto a estribos perdidos con que el canal cruza dicho río en la garganta de Buitreras; las aguas vierten desde lo alto del acueducto al fondo del cauce. Cosa parecida sucede en el salto de Irati (Navarra).

Son también buenas ubicaciones para dichos aliviaderos los puntos del canal en que va cerca del cauce, sobre terreno de roca, ya a media ladera o en galería. Entonces se suprime el canal de descarga y el agua vierte en cascada sobre la ladera de roca.

En algunas instalaciones el canal es tan corto que basta con el vertedero situado inmediatamente agua abajo del regulador, y aun éste se suprime en algunos casos, haciéndose la regulación sobre el vertedero del azud.

En la Central de Vernes (*Génie Civil*, tomo 76, pág. 348) la cámara de presión adonde entra el agua, en galería de presión, es circular, y toda su coronación es aliviadero capaz para los 35 metros cúbicos por segundo de caudal. El canal de descarga lo forman dos tubos de acero de 2 m de diámetro, en los que la velocidad del agua llega a 15 m por segundo.

Tanto en el perfil transversal del aliviadero como en la defensa de su pie hay que atender a las mismas consideraciones que indicamos al tratar de la forma de los azudes. Por ello conviene redondear los ángulos de la coronación, a fin de aumentar el coeficiente μ; y también conviene, especialmente cuando el muro que forma el aliviadero es alto, proveer a su pie un colchón de aguas para amortiguar el choque de ellas sobre la solera.

Los aliviaderos pueden disponerse para hacer regulable la altura de su coronación. Para ello pueden colocarse sobre la coronación fija tablones dividiendo al efecto la longitud del aliviadero en tramos cortos por medio de viguetas en doble T empotradas verticalmente y apoyándose dichos tablones en la coronación y lateralmente en las cabezas de las viguetas. A fin de poder maniobrar fácilmente

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

con dichos tablones es preciso colocar sobre el aliviadero una pasarela de servicio. Se podrían sustituir dichos tablones por verdaderas compuertas; pero hay que tener presente que cualquiera que sea la disposición que se adopte, en cualquiera situación de los tablones

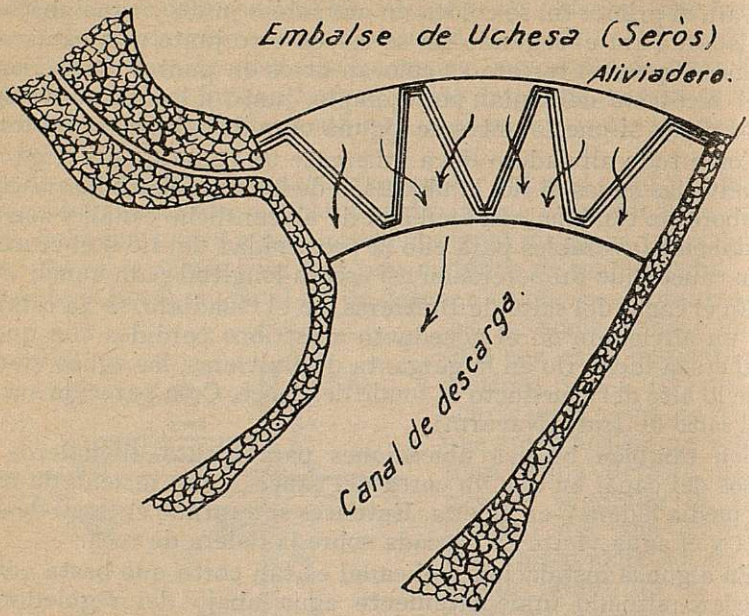


Fig. 212.

o compuertas, en caso de sobrevenir una riada, el agua en exceso pueda encontrar automáticamente salida al río, sin peligro de que pueda causar daños en el canal o terrenos contiguos a él.

Cuando el aliviadero tenga que desaguar mucho caudal y por circunstancias locales, a fin de disminuir el coste de la obra, no se le pueda dar mucha longitud en forma rectilínea, se adopta la forma quebrada o la forma curva o mixta. La figura 212 representa el aliviadero del canal de Serós, en el embalse de Uchesa, en que la coronación tiene forma de sierra.

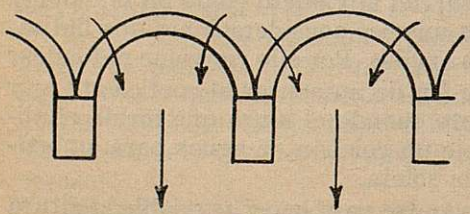


Fig. 213.

El croquis de la figura 213 representa la disposición que se adoptó en el aliviadero del salto de Jonage, en el Ródano (Francia). También se adoptó la forma curva en el de Urft (Alemania).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Una solución eficaz para mantener constante el nivel del canal o de la cámara de presión es el empleo de sifones aliviaderos, como veremos con más detalle al tratar de las presas de embalse. Estos se ceban al cerrarse hidráulicamente unos agujeros situados junto al nivel de aguas, y una vez cebados funcionan con carga de agua igual a la diferencia de nivel entre el de la entrada en la rama ascendente y salida en la descendente. Al bajar el nivel en el canal y descubrirse los agujeros entra aire, se desceban los sifones y se detiene el desagüe.

En la cámara de presión de la Central de Parma, de la Sociedad Bergamasca (Italia) (*Energia Elettrica*, 1927, pág. 1 277) se ha empleado una batería de cuatro sifones. Dos de ellos del tipo que in-

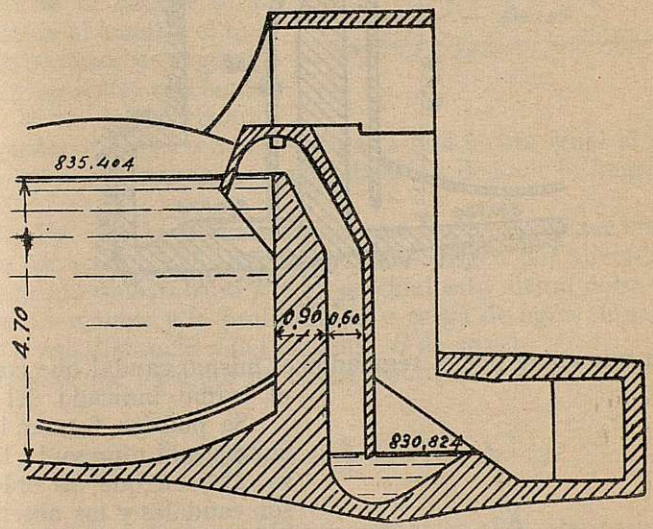


Fig. 214.

dica la figura 214; otros dos del de la figura 215. Estos últimos tienen la particularidad de que el agua es captada en el fondo de la cámara ejerciendo una enérgica acción aspirante que arrastra el limo depositado. Cuando se emplea una batería de varios sifones, los agujeros de aire se sitúan a niveles que varían unos centímetros de uno al otro, con el fin de que los sifones se ceben y desceben, sucesivamente.

Cálculo de la longitud de aliviadero junto al regulador.—Si suponemos que éste quede abierto en riadas, al tener éstas ante el regulador mayor nivel que el normal del canal penetrará en éste un exceso de caudal; con él, el nivel de aguas en aquél aumentará en el tramo anterior al aliviadero; con ello disminuirá la carga hidráulica

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de paso de aguas en el regulador hasta llegar a un estado de equili-

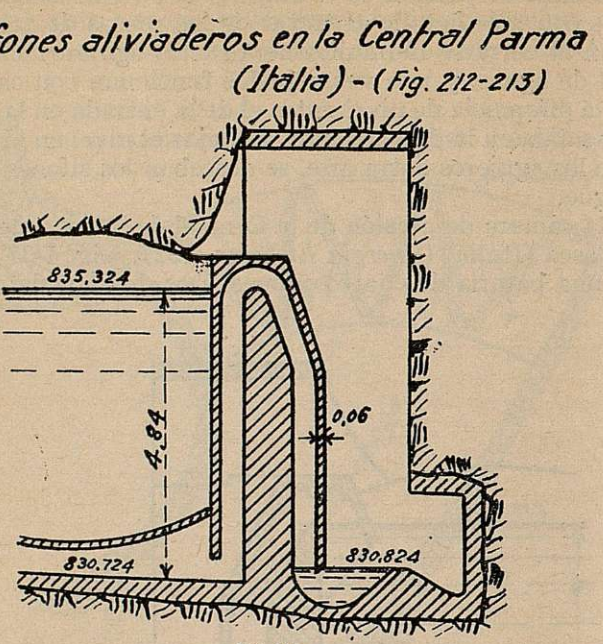


Fig. 215.

brio en que entre por el regulador el mismo caudal que conduzca el tramo indicado del canal.

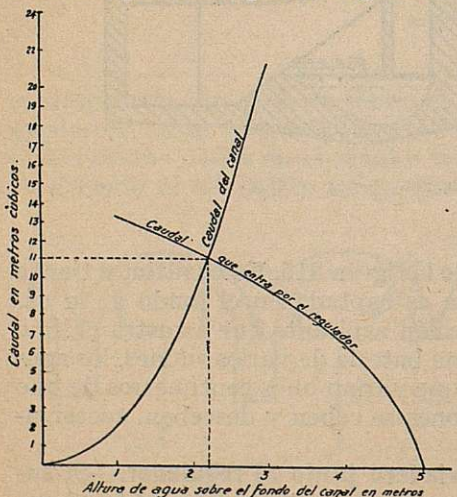


Fig. 216.

Se podrían formar las dos curvas que representa la figura 216, en que las ordenadas son caudales y las abscisas calados de agua en el canal; y suponiendo un nivel de máximas riadas, la diferencia entre este nivel y el del canal nos da la carga hidráulica en el regulador. El punto de encuentro de las dos curvas nos da el caudal de régimen; en la figura, 11 m^3 por segundo. Y la diferencia entre este caudal y el normal del canal nos da el volumen de agua por segundo que hay que desviar por el aliviadero.

En el situado junto a la cámara de presión el caudal que hay que desaguar es al menos el normal del canal, suponiendo que las

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

turbinas estén cerradas y el regulador abierto, y lo mismo en los aliviaderos a lo largo del canal.

Estas cifras hay que adoptarlas con gran amplitud, y este caudal de capacidad del aliviadero, tomado con exceso, nos permite indicar un cálculo aproximado rudimentario para determinar la longitud de éste. Por otra parte, se fundamenta esta amplitud en el cálculo, por la incertidumbre de fijar el máximo nivel de riadas. Para el cálculo más exacto puede consultarse en *Proceedings of Americans Society of Civil Engineerings*, año 1925, pág. 1 350 y siguientes, la discusión de la Memoria *Side Channel Spillways*.

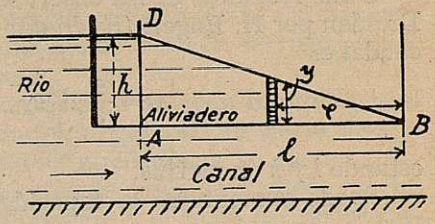


Fig. 217.

Fijado el valor del caudal excedente Q, es decir, la diferencia entre el caudal total que entre en el canal y el que éste debe conducir en régimen normal, y teniendo en cuenta que el nivel del aliviadero ha de quedar sobre el fondo del canal a una altura igual al del calado de aguas en régimen normal, vamos a deducir la longitud de aquél.

Sea h (fig. 217) la altura máxima que pueden alcanzar las aguas sobre la coronación del aliviadero. En el origen del aliviadero las aguas tendrán dicha altura h y en su final esta altura debe quedar anulada. Llamemos y la profundidad o carga de agua sobre el aliviadero a una distancia x del extremo B de aquél.

El caudal que pase por un elemento diferencial ydx será

$$dQ = \frac{2}{3}\mu y dx\sqrt{2gy} = \frac{2}{3}\cdot\mu\cdot\sqrt{2g}\cdot y^{\frac{3}{2}}\cdot dx$$

y varía con x y se desconoce la relación entre ellos. Pero aproximadamente, suponiendo la variación lineal, tendremos la relación

$$\frac{h}{l} = \frac{y}{x}.$$

Suponiendo μ constante e integrando, tendremos:

$$dQ = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\left(\frac{h}{l}\right)^{\frac{3}{2}} dx \quad x^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\left(\frac{h}{l}\right)^{\frac{3}{2}}\int_0^l x^{\frac{3}{2}}dx = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\left(\frac{h}{l}\right)^{\frac{3}{2}}\frac{2}{5}\left(x^{\frac{5}{2}}\right)_0^l = \frac{4}{15}lh\mu\sqrt{2gh}$$

En esta fórmula conocemos Q, h y μ y podemos determinar l.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si para abreviar hubiésemos supuesto al aliviadero una carga de agua constante sobre todo él igual a $\frac{h}{2}$, entonces tendríamos:

$$Q = \frac{2}{3}\mu l \frac{h}{2}\sqrt{2g\frac{h}{2}} = \frac{2}{6\sqrt{2}}\mu l h\sqrt{2gh}$$

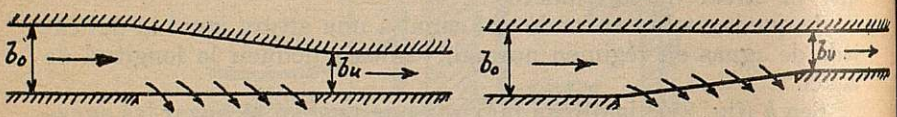
que difiere muy poco del valor anterior.

Como resultado de las observaciones hechas en el laboratorio de Dresden por H. Engels (*Hydraulic Laboratory Practice Freeman*) el caudal es

$$Q = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\ \sqrt[3]{l^{2,5}h^5}\ \text{m}^3/\text{s}$$

estando l y h en metros.

Puede aumentarse la capacidad del aliviadero para la misma



Figuras 217 *a* y 217 *b*.

longitud l, reduciendo el ancho del canal, como indican las figuras 217 *a* y 217 *b*, y entonces

$$Q = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\ \sqrt[3]{l^{2,7}h^{4,8}}\ \text{m}^3/\text{s}$$

que, como se ve, es independiente de la relación $\frac{b_u}{b_o}$ de anchos después y antes del aliviadero.

Canales de descarga.—Los *canales de descarga* sirven para devolver al río o a otro canal las aguas procedentes de los aliviaderos o de las compuertas de limpia. Estos canales unas veces son abiertos y otras están formados por tuberías.

Teniendo en cuenta que por el canal de descarga rara vez y por corto tiempo discurrirá el máximo caudal, y que normalmente y en virtud de un buen servicio de compuertas el sobrante de aguas que por él pase será pequeño, se puede admitir en él mayores velocidades que en el canal de derivación, sin temor a rápidas erosiones. Estas son más probables cuanto mayores sean las velocidades del agua y más cargada vaya ésta de arenas y gravas y más frecuente funcione a plena carga el canal. Para canales de desagüe revestidos de buena mampostería o de hormigón se pueden admitir velocidades

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

superiores a 8 ó 10 m por segundo. Se puede aumentar la rugosidad para que las velocidades disminuyan dejando los mampuestos salientes y bien empotrados.

Cuando se emplee tubería para la descarga del canal, debe calcularse para resistir a la presión estática, a fin de prevenir el caso de un taponamiento accidental del tubo. En el estado actual de la técnica no deben emplearse tubos de hormigón armado para presiones mayores de 40 m.

Si las velocidades son mayores de 7 m, deben usarse sólo tuberías de acero. Y para mayor seguridad en la explotación disponer dos tuberías para el caso en que una quede fuera de servicio por alguna avería o reparación necesaria.

Como las tuberías se desgastan más en su zona inferior por el roce de los cuerpos sólidos, convendrá, al cabo de un cierto tiempo de uso, dar a los tubos un giro de 180° alrededor de su eje.

Cuando se empleen canales abiertos de descarga y quede mucho desnivel entre la coronación del aliviadero y el lecho del río, se dispone la caída de las aguas sobre fondo escalonado, dejando un col-

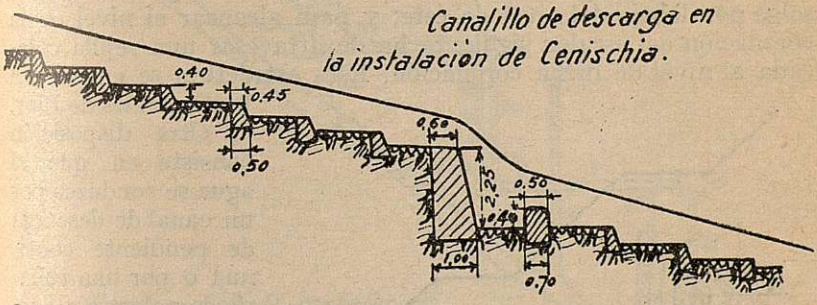


Fig. 218.

chón de aguas en todos o parte de los escalones. La figura 218 representa el canal de descarga del salto de Novalesa, en el Cenischia (Italia). En él el colchón de agua se ha dejado sólo en los escalones de mayor altura.

Otros medios de disminuir la energía de las aguas en los canales de descarga.—A fin de que el agua procedente de los canales de descarga, al reingresar en el río o en otros canales, no vaya animada de mucha velocidad, lo que podría causar graves daños, además de la disposición indicada se han adoptado otras que indicaremos a continuación.

En algunas instalaciones, como en la de Pont Saint Martin, en el Dora Baltea (Italia), se ha dispuesto delante de los escalones pozos verticales adonde caen las aguas, que después desembocan en el escalón inferior horizontalmente (fig. 219).

Una disposición análoga es la que representa la figura 220. En ella el agua cae en un pozo después de caer por el vertedero de cada

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

escalón. El pozo se forma por un muro de retención que es más alto que la coronación del vertedero y cuya base se encuentra en lo hondo de una cavidad practicada en cada escalón, para que el agua

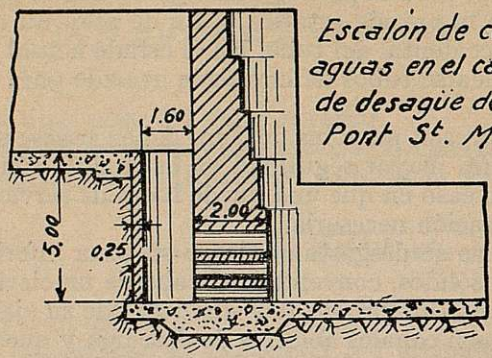


Fig. 219.

salga por debajo del nivel de éste; y para alcanzar el nivel de la coronación del escalón siguiente ha de atravesar una rejilla colocada al nivel de dicha coronación. Esta estructura se empleó en las Centrales de Iller.

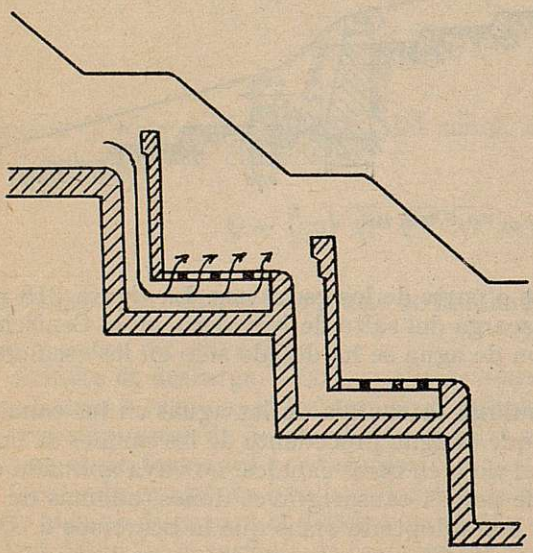


Fig. 220.

Otra disposición consiste en que el agua se conduzca por un canal de descarga de pendiente continua o por una tubería de palastro u hormigón a una balsa inferior, en donde el agua se divida en dos partes que van en dirección contraria, siguiendo las paredes de la balsa, chocando contra obstáculos colocados a su paso hasta que se encuentren las dos corrientes, anulando así la energía que aún contienen.

La figura 221 indica una disposición llamada de sumideros sumergidos, análoga a la de la figura 220. La primera es la propuesta por el Sr. Lorenzo Pardo para la descarga del Pantano del Ebro (en proyecto).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 222 indica la disposición esquemática de la instalación de Ceres, en que existen tres Centrales escalonadas; y a fin de que

Sumideros sumergibles tipo Lorenzo Pardo (Manuel)

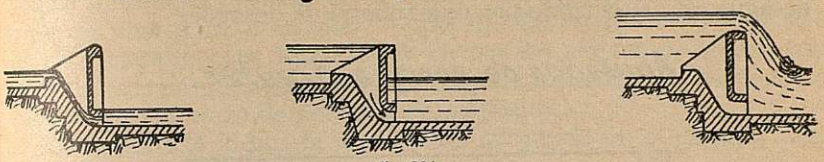
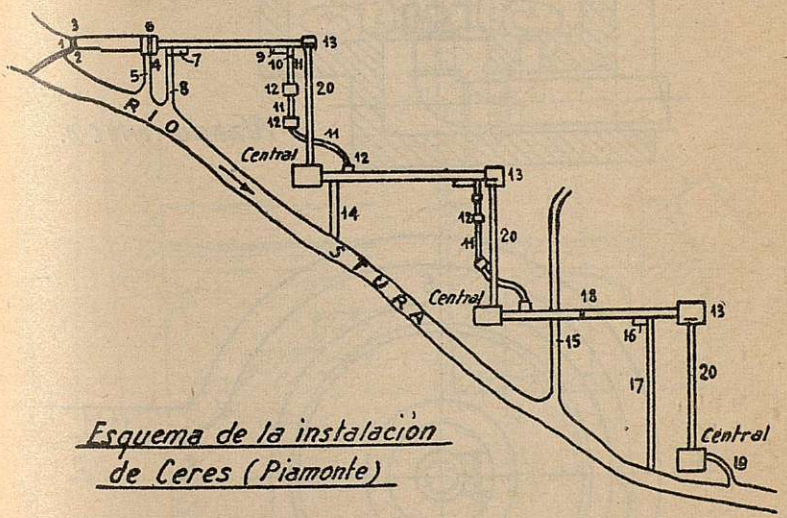


Fig. 221.

el agua procedente de los canales de descarga de la Central superior llegue con escasa velocidad al canal de la Central siguiente, en los



Esquema de la instalación de Ceres (Piamonte)

1 – Presa.
2 – Compuerta de desagüe.
3 – id. " " regulación.
4 – Vertedero y desagüe.
5 – Canal de desagüe.
6 – Compuerta de regulación.
7 – Vertedero.
8 – Canal de desagüe.
9 – Vertedero
10 – Compuerta de desagüe.
11 – Canal de desagüe.
12 – Pozos de carga.
13 – Reguladores en cámaras de turbinas.
14 – Desagüe en el Río Stura.
15 – id. " " " Crosias.
16 – Vertedero en el Río Villa.
17 – Desagüe en " " ".
18 – Compuertas en el canal.
19 – Vertedero y desagüe de las turbinas de la Central Rusia.
20 – Tubería forzada.

Fig. 222.

canales de descarga se interponen pozos verticales, dividido cada uno de ellos en dos compartimientos por una pared vertical inte-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

rrumpida inferiormente, de modo que el agua se precipita por el primer compartimiento sobre el colchón de agua inferior, donde cambia de dirección, ascendiendo verticalmente por el otro hasta desembocar de nuevo en la tubería de desagüe (aquí el canal de desagüe está sustituído por una tubería de desagüe).

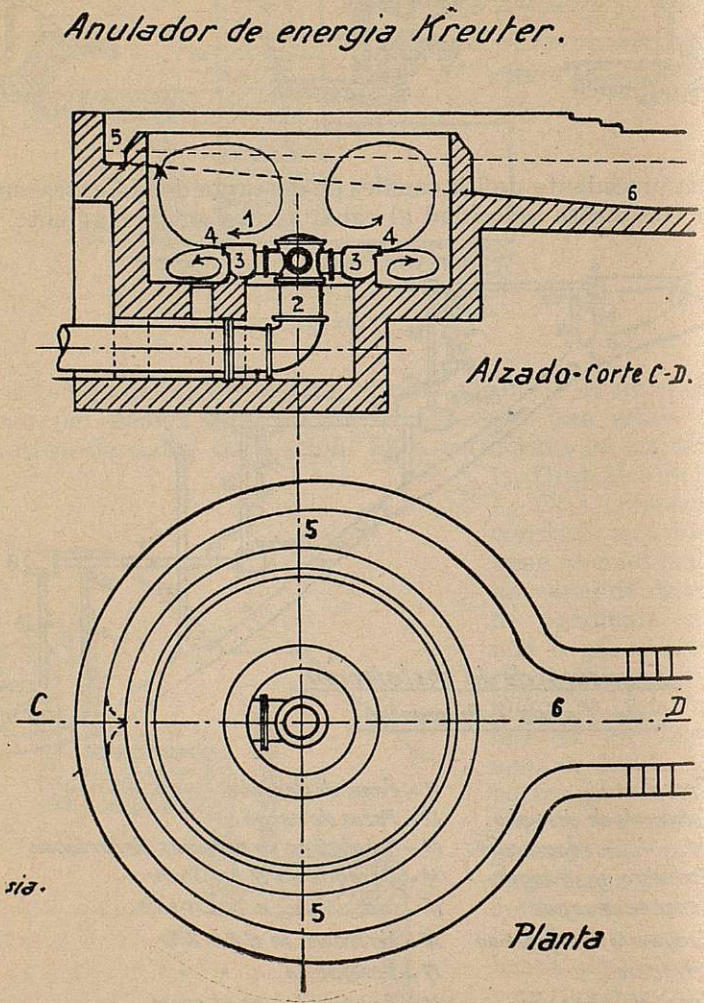


Fig. 223.

El profesor Franz Kreuter, de Münich, ha ideado una disposición, que ha patentado, y que denomina *anulador de energía*. Se representa esquemáticamente en la figura 223. En esencia consiste este *freno hidráulico* en un depósito circular en el fondo del cual termina la tubería de desagüe (2). La boca de este tubo lleva una

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

corona (3) en cuya periferia están colocadas a iguales distancias múltiples toberas horizontales (4). Por éstas sale el agua en forma de un disco horizontal, hacia la pared del depósito, formándose un rodillo hidráulico horizontal superior y otro inferior, que por impulso del chorro giran en sentido opuesto. En estos rodillos, que según las experiencias de Rehbock tienen los efectos de frenos, se gasta la energía del agua, que sale después tranquila por vertedero por encima del muro de periferia del depósito.

La figura 224 indica la disposición adoptada en el desagüe del salto de Stura Viu (Italia).

Compuertas de limpia.—A fin de facilitar la separación del canal de los sedimentos depositados por las aguas o de los derrubios arrastrados por la lluvia al caer en las laderas y verter en aquél, con-

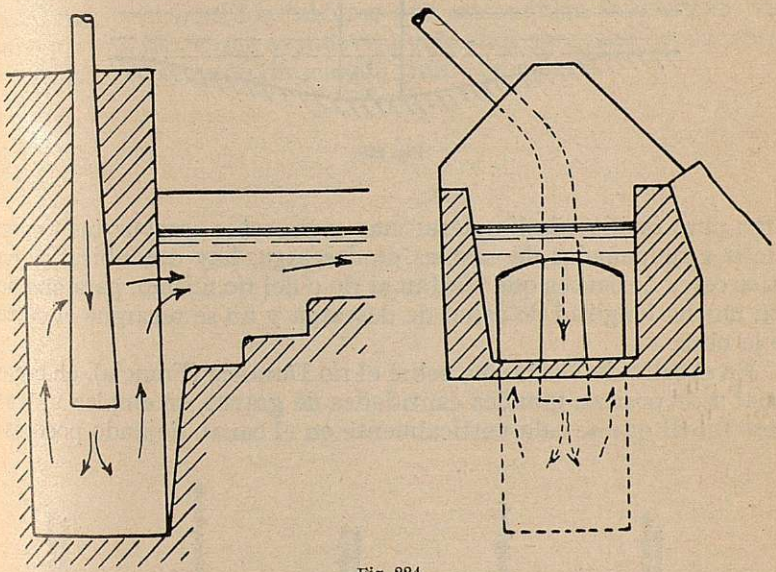


Fig. 224.

viene disponer compuertas de limpia que determinen al abrirlas una fuerte corriente capaz de arrastrar los sedimentos cercanos o de facilitar el arrastre de los más lejanos al ser removidos por la mano del hombre o por alguna disposición auxiliar.

Siempre conviene colocar una de estas compuertas junto a cada aliviadero, desaguando en el canal de descarga de aquél. Todas estas compuertas deben tener el umbral más bajo que la solera del canal, como indica la figura 225, para que la velocidad de salida de las aguas sea mayor y facilitar así el alejamiento de los sedimentos.

Si la profundidad h es suficiente, se puede conseguir, al abrir la compuerta de limpia, dejar en seco el canal agua abajo de ella sin

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

necesidad de compuerta que cierre éste, y ello facilita las reparaciones agua abajo de aquélla.

Al multiplicarse las compuertas de limpia, el perfil longitudinal del fondo del canal quedaría así constituído por un cierto número de umbrales de fondo que marcarían la línea de pendiente general paralela a la superficial de las aguas en régimen normal, y entre cada dos umbrales consecutivos, dos pendientes más rápidas que convergieran en la compuerta de limpia (fig. 226).

Conviene establecer estas compuertas en el recorrido de un canal

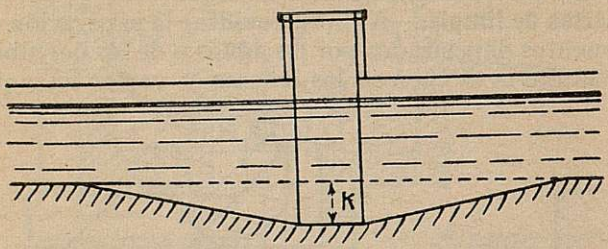


Fig. 225.

largo para facilitar la limpieza; mas como estas compuertas tienen que ir acompañadas de canales de descarga, hay que ubicarlas en sitios cerca de cauces que viertan al río o del río mismo, para que no den mucha longitud de canal de descarga y no se recargue el coste de la obra.

En el salto de Ventavón, sobre el río Durance (Francia), en cuyo canal se depositan grandes cantidades de gravas, se emplea un tablero móvil que se cala verticalmente en el canal, dejando poco es-

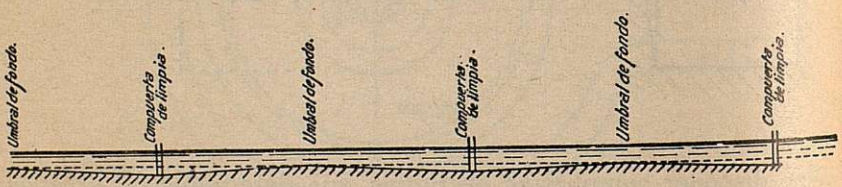


Fig. 226.

pacio inferior libre para el paso del agua entre el borde inferior del tablero y la superficie de las gravas. Esto determina un remansamiento agua arriba y una velocidad grande en el vano de desagüe, suficiente para el arrastre de las gravas, que se depositan un poco más hacia agua abajo. Se transporta luego el tablero en dicha dirección y se renueva la maniobra hasta conseguir llevar sucesivamente las gravas hasta un tramo en que ejerza su influencia una compuerta de limpia.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 227 representa el croquis de una disposición que ideó el ingeniero de Caminos Sr. Arellano, para arrastrar las gravas sedimentadas en el canal del salto de Carcavilla, hoy de las Eléctricas Reunidas de Zaragoza. Viene a ser la disposición de Ventavón an-

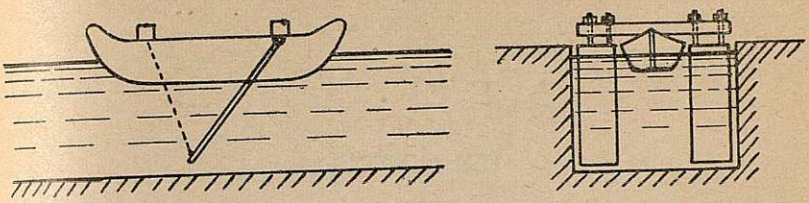


Fig. 227.

tes dicha; pero aquí los tableros que estrangulan la corriente van unidos a una barra que se mueve a voluntad en virtud de amarres a las orillas. Así se pudo limpiar un tramo en galería.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XII

CONSTRUCCIONES EN EL CANAL

Continuación

Depósitos de sedimentación.—En los ríos que arrastren mucho caudal sólido, aun contando con las disposiciones que hemos indicado en las tomas y canales de desagüe para evitar la entrada de aquél, nunca se llega a una eficacia absoluta para impedirlo. La velocidad de entrada del agua en el canal suele ser mayor que la necesaria para el abandono, antes del bocal, de todo el caudal sólido. Y por ello parte más o menos importante de él penetra en el el canal, en donde puede sedimentarse parcialmente y el resto ser arrastrado hasta pasar por las turbinas.

Los perjuicios que ocasiona el caudal sólido que entra en el canal son:

a) Al sedimentarse en parte en él, disminuye la sección útil de éste y con el tiempo hay que proceder a limpias o dragados que gravan el coste de la explotación, además de exigir frecuentes paradas, en las que no se utiliza la energía del salto, produciendo trastornos en el aprovechamiento de éste.

b) El caudal sólido que es arrastrado a través de las turbinas desgasta los órganos de distribución y móviles de éstas y su envolvente exterior, exigiendo a veces reposiciones muy frecuentes y costosas.

Actualmente las fábricas importantes de turbinas parece que han encontrado un acero tan duro que resiste a la erosión del caudal sólido, aun en saltos de mucha altura, en los que por la gran velocidad de las aguas es más temible aquélla. Pero este acero es carísimo.

Los peligros de erosión son mayores en saltos grandes en que la velocidad del agua a su paso por las turbinas es considerable.

En la instalación de Pont Saint Martin, en el Dora Baltea, Piamonte (Italia), era tal el desgaste de las turbinas como consecuencia del caudal sólido que las atravesaba, que cada tres o cuatro semanas era preciso cambiar el distribuidor de aquéllas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En la instalación de Prémont (Francia), cada 18 ó 20 días había que reparar o renovar las paletas del distribuidor de cada turbina. En la instalación hidroeléctrica de Santiago de Chile, en Florida Blanca, a los 8 meses de ponerla en servicio estaban ya las turbinas tan desgastadas que fué preciso reponer algunas de sus partes.

En el salto de la Teledinámica del Gállego (Zaragoza), hoy de las Electricas Reunidas, las deficientes disposiciones primeras para eliminar el caudal sólido no impidieron que éste entrara en abundancia en el canal, mermando la sección útil y teniendo que llegar a frecuentes paradas forzosas y a la separación de los sedimentos a brazo, por no haber suficientes y eficaces compuertas de limpia. Además, el caudal sólido desgastaba las turbinas; al principio éstas tenían el 80 por 100 de rendimiento; a los tres meses bajó al 50 por 100 (entre las ruedas y el distribuidor se abrieron surcos de más de 2 cm).

c) En cuanto empieza el desgaste de los órganos de las turbinas disminuye el rendimiento de éstas, y hay que añadir al coste de las reparaciones citadas la pérdida de energía consiguiente a este defecto de rendimiento. Para que pueda aminorarse el coste de la reparación hay que disponer las turbinas de manera que puedan desmontarse fácilmente las partes desgastadas.

La disminución citada de rendimiento puede llegar del 10 al 50 por 100, y tiene tanta más importancia cuanto más valor tenga el caballo-hora y más necesidad de energía en la época en que se ocasione el desgaste. Así, por ejemplo, si en una central hay instaladas tres turbinas de 1 000 caballos en explotación permanente, y si suponemos que, como consecuencia de los desgastes, se pierde un 15 por 100 de rendimiento durante 100 días al año, trabajando cada día 12 horas, la pérdida total sería de $3 \times 1\,000 \times 0{,}15 \times \times 100 \times 12 = 540\,000$ caballos-hora. Y si suponemos un valor al caballo-hora de 0,06 pesetas, la pérdida anual por dicho concepto será $540\,000 \times 0{,}06 = 32\,400$ pesetas.

d) En centrales en que ocurran dichos desgastes hay que prever una amplia reserva de máquinas, a fin de tener cierta garantía de energía permanente durante las frecuentes reparaciones.

En general, el caudal sólido es escaso en estiaje y grande en riadas; puede llegar en los tramos superiores en ríos torrenciales a ser del 4 al 5 por 100 en volumen del caudal. Es frecuente que en riadas llegue al 1 por 100, y en aguas medias al 1 ó 2 por 1 000. En la instalación de Martigny (Suiza) (*La Houille Blanche*, núm. 47-48 de 1920, pág. 235), en altas aguas se obtuvo un volumen medio de caudal sólido del 4 por 1 000, con un máximo de 22 por 1 000. En Florida Blanca (Santiago de Chile) se apreció (véase la revista citada) un caudal sólido medio de 2 por 1 000. El río Durance, en Serre Ponson (Francia), según Wilhelm (Ivan Wilhelm: *La Durance*), lleva en tiempo de riadas el 8 por 1 000 de limo en suspensión, y añadiendo las gravas que también conduce, resulta un caudal sólido total en riadas de cerca del 9 por 1 000.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En el río Manzanares (Memoria del Sr. Fungairiño, en 1909), en días de riadas el caudal sólido resulta de 1,125 kg por metro cúbico, y como el caudal era de 130 m^3, al día transportaba el río $86\,400 \times 130 \times 1{,}125 = 11\,232$ kg de arena.

Para formarse concepto de la importancia de los sedimentos posibles, supongamos un canal que conduzca 10 m^3 por segundo y que el caudal sólido sea de 2 por 1 000; en 24 horas el volumen sólido que podrá pasar por las turbinas será: $10 \times 24 \times 3\,600 \times \times 0{,}002 = 1\,728$ m^3.

Se comprenderá, por lo tanto, el desgaste que este volumen es capaz de ocasionar en las turbinas y la posible sedimentación en el canal con merma de la sección mojada, si la velocidad de las aguas se presta a ello.

El caudal sólido de ciertos ríos llega a alcanzar cifras elevadísimas, tales como las de 300 ó 600 m^3 por kilómetro cuadrado de cuenca y año.

En muchas instalaciones se ha considerado suficiente para provocar la sedimentación del caudal sólido el ahondar el canal en uno o varios tramos, formando una especie de depósitos. Pero en la mayor parte de estos casos, como en otros en que se han dispuesto depósitos especiales de sedimentación, por falta de capacidad suficiente de ellos no se ha obtenido la debida eficacia.

Vamos a indicar algunas normas que sirvan para establecer depósitos de sedimentación que sean eficaces.

Lo que se indica a continuación está inspirado en la obra de Kohen Wasserkrafte, del *Handbuch der Ingenieurwissenschaft.*

Según Du Buat, las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias son: para la arcilla plástica, 0,081 m por segundo; para la arena fina, 0,16 m por segundo, y para la arena gruesa, 0,216 m por segundo. La separación de las partículas limosas diluídas en el agua sólo se consigue en depósitos en que el agua duerma bastantes horas, a veces más de 24; y aunque convendría separar dichas materias, no causan éstas tanto daño como la arena, que desde luego hay que hacer sedimentar por completo.

Como decimos, esto se consigue únicamente cuando la velocidad del agua desciende a 0,16 m por segundo, y para ello hay que dar a los depósitos una sección de desagüe de $Q : 0{,}16 = 6Q$; siendo Q el caudal en metros cúbicos por segundo.

Este abandono de materias sólidas se favorece en algunas disposiciones, como veremos, obligando el agua a ascender o a chocar con pantallas, y al no bastar la energía cinética del agua para en estas condiciones transportar el caudal sólido de cierto tamaño, se sedimenta éste.

Pero cuando el agua está cargada de materias en suspensión, no se produce de repente la separación de ellas cuando la velocidad desciende al valor límite, sino que es necesario se conserve dicha velocidad unos minutos; supongamos que sean 6'; durante éstos, o sea

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

durante 360'', recorrerá el agua una longitud de $360 \times 0{,}16 = 60$ m, en números redondos. Por lo tanto, para capacidad útil para el movimiento del agua se necesitará $6 \cdot 60Q = 360Q$ m³.

Este espacio ha de quedar libre en todo momento para que el agua se mueva, independientemente del destinado para que lo ocupen los sedimentos. Para alejar éstos es preciso disponer de desagües a propósito, y en la operación se desperdicia agua. Convendrá aprovechar las horas de menos carga. Corrientemente podemos suponer que hay doce horas de mucha carga y doce de escasa carga, y que se aprovechan estas últimas para alejar los sedimentos; de modo que sólo es preciso proveer espacio para los depositados en doce horas; y si suponemos que el caudal sólido representa el 1 por 1 000 del caudal total, los sedimentos en dicho tiempo representarán un volumen de

$$Q \cdot 12 \cdot 3\,600 \cdot 0{,}001 = 43{,}2Q \text{ m}^3$$

Y habrá que dejar dicho espacio para almacenar los sedimentos de las doce horas en que estén cerrados los desagües. La capacidad total del depósito será, por lo tanto:

$$(360 + 43{,}20)Q = 400Q \text{ m}^3 \text{ en números redondos}$$

De aquí se deduce una primera norma para el proyecto de los depósitos de sedimentación:

I.—*Un eficaz depósito de sedimentación debe tener aproximadamente una capacidad total de 400 veces el caudal para que se haya construído el canal, y su sección debe ser, en lo posible, igual o mayor que seis veces dicho caudal.*

En un buen depósito de sedimentación se debe procurar que la arena depositada pueda ser expulsada con poco gasto de agua y por la acción de ésta. Es conveniente disponer el fondo del depósito de manera que cuando se abran las compuertas de desagüe situadas en él se determine hacia ellas una fuerte velocidad que arrastre los sedimentos, y que éstos queden, para ello, en el depósito, lo más cerca posible de las compuertas. Estas dos cosas se consiguen dando al fondo una inclinación lo más fuerte posible hacia ellas. Parece a primera vista que lo más conveniente sería dar a dicha pendiente el valor que corresponde al talud natural de las arenas mojadas, es decir, a las arenas bajo las aguas, o sea 1 : 3 a 1 : 4, y así, al abrir las compuertas con escasa agua, serían arrastrados los sedimentos. Pero esta inclinación del fondo determinaría una profundidad de agua muy grande junto a las compuertas, y, además, no siempre las condiciones del salto se prestarían a que aún quedase desnivel entre el umbral de las compuertas y el nivel de las aguas del río, para que pudiese crear velocidad y determinar el arrastre. Por ello

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

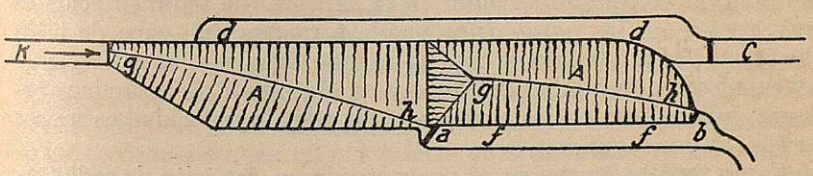
se recurre a dar menos pendiente al fondo en dirección a las compuertas. Si se supone que esta pendiente es de 1 : 20, en un depósito de 60 m de longitud, se aumentará el calado de agua en 3 m. Y para no exagerar tanto la profundidad, conviene dividir el depósito en dos partes y al fondo de cada una de ellas darle inclinación hacia la compuerta que la sirve.

La pendiente media que se puede elegir para el fondo en la dirección de las compuertas es de 1 : 20; y la pendiente transversal en dirección a la línea baja que se determina en el fondo de cada parte del depósito, de 1 : 7. Y aun la pendiente media citada de 1 : 20 conviene dividirla en dos partes, una en el origen más débil de 1 : 30 y otra al final, más fuerte, de 1 : 10.

La resistencia que ofrecen los sedimentos a su arranque y transporte disminuye con el aumento de la pendiente y se acentúa esta disminución haciendo lo más liso posible la superficie del fondo, porque así disminuye el coeficiente de rozamiento. Para hacer más eficaz la acción de las compuertas conviene colocar éstas en la prolongación de la línea baja que forma el fondo, y desde luego en el extremo inferior y más profundo. A los estribos de las compuertas conviene darles forma abocinada hacia el depósito, para favorecer el paso de los filetes líquidos que arrastran los sedimentos.

Como segunda norma para el proyecto de los depósitos de sedimentación, y por lo que acabamos de indicar, se debe tener en cuenta:

II.—*El fondo de los depósitos de sedimentación debe tener la inclinación más fuerte posible hacia el extremo de agua abajo, y se debe aspirar a dar una pendiente longitudinal de* 1 : 20 *y una transversal*



Esquema de disposición del depósito de sedimentación

A-A Depósito de sedimentación.
K Canal de entrada.
C id. " salida.
a-b Compuertas de limpia.
d-d Vertedero para el canal de salida.
f-f id. " " " " desagüe.
Pendiente de g-h = 1:20 ; Pendiente trasversal 1:7.

Fig. 228.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de 1 : 4 a 1 : 7. Las compuertas de limpia deben colocarse en la dirección de la reguera o limahoya del depósito y en los extremos de agua abajo de los compartimientos en que aquél quede dividido. La superficie del fondo debe hacerse lo más lisa posible. Hay que tener en cuenta, al proyectar las compuertas, que los mecanismos deben tener la reducción de velocidades necesaria para elevarlas fácilmente, aun en el caso de estar completamente cubiertas de sedimentos. Los estribos han de tener forma abocinada.

En la figura 228 puede verse la disposición en croquis de un depósito de sedimentación.

La separación del caudal sólido comienza en las capas líquidas superiores. Es conveniente, por lo tanto, tomar el agua de los depósitos de sedimentación en estas capas superiores y obligar al agua de las inferiores a subir, y para ello la toma debe hacerse en forma de vertedero. Para evitar gran pérdida de nivel superficial no debe la velocidad del agua en el vertedero ser mayor de 1 m por segundo, lo que lleva aparejado una caída superficial de unos 6 cm $\left(h = \frac{v^2}{2g}\right)$.

Cuanto más pequeña sea la velocidad del vertedero, más tranquila sale el agua y menos materiales en suspensión llevará. El espesor de la lámina vertiente no debe ser superior a $\frac{t}{2}$, siendo t el calado de aguas en el canal de llegada al depósito. La longitud necesaria de vertedero debe calcularse por la fórmula del vertedero sumergido.

Como la velocidad del agua en el depósito de sedimentación es muy escasa, en los países fríos puede formarse una capa de hielo que puede llegar a 0,25 m, y esto ha de tenerse en cuenta en el cálculo del calado de aguas en el depósito y en el espesor de la lámina vertiente; y lo mismo en los canales, si en ellos la velocidad es menor de 1,50 m por segundo.

Como tercera norma en el proyecto de un depósito de sedimentación hay que tener en cuenta:

III.—*La toma de aguas en los depósitos de sedimentación conviene hacerla por vertedero lateral, con un espesor de lámina vertiente menor que la mitad del calado de aguas del canal de llegada al depósito.*

Podría añadirse la conveniencia de empotrar en la coronación del vertedero viguetas de hierro verticales en forma de T para, por medio de la sencilla colocación de tablones, poder variar el espesor de la lámina vertiente en consonancia con la mayor o menor pureza de las aguas (ya sabemos que las más limpias son las superficiales) y con la necesidad de energía de la Central.

También sabemos que las aguas son más limpias en el extremo de agua abajo que en el extremo de agua arriba del depósito; y cuando para dar al fondo la conveniente inclinación dividimos en dos partes el depósito, sabemos que estarán más claras las aguas en la segunda que en la primera parte. Por ello:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

IV.—*Es conveniente colocar el vertedero en el extremo de agua abajo del depósito.*

Se puede aprovechar el depósito de sedimentación para colocar un aliviadero de superficie que vierta al canal o canales de desagüe las aguas sobrantes.

Ubicación del depósito de sedimentación.—Para que las aguas que corran por el canal sean lo más limpias posible, evitando así la formación en él de sedimentos, conviene que el depósito esté lo más cerca posible del azud. Pero, por otra parte, para que la acción del depósito sea eficaz, hay que disponer de un desnivel entre la superficie de las aguas en el depósito y el de las del río de más de 3 m. Y para cumplirse esta condición es preciso que el azud tenga suficiente altura. Y cuando ésta no es la necesaria, hay que situar el depósito más agua abajo.

A los efectos de la vigilancia del depósito, y a fin de no aumentar el personal de guardería, conviene que el depósito sea vigilado por el guarda del azud o de la casa de máquinas.

Por otra parte, si se coloca el depósito de sedimentación junto a la casa de máquinas, puede servir para cámara de presión y, en cierto modo, de depósito de regulación o de compensación.

Además, no en todos los puntos podrá situarse el depósito; se necesita que sean favorables las circunstancias de relieve del terreno, para no determinar excesivo movimiento de tierras y que no resulte muy caro de construcción.

En resumen, siempre que las circunstancias lo permitan el depósito de sedimentación se debe ubicar junto o muy cerca del azud.

Diversas disposiciones especiales para sedimentar el caudal sólido.—*Depósito de sedimentación en la Central de Corchado, en el Guadiaro (España).*—Esta Central, que utiliza un salto de 120 m, fué construída sin disposición conveniente para alejar de las turbinas la gran cantidad de materias sólidas que el agua arrastra; y como consecuencia de ello, aquéllas se sedimentaban en el canal mermando la sección mojada, y cuando llegaba la época de abundancia del agua, ésta saltaba por los cajeros, reblandeciendo el terreno y produciendo frecuentes roturas del canal, ocasionando largas interrupciones que había que agregar a la falta de rendimiento de las turbinas por efecto de su desgaste. En el año 1917, a causa de una riada que alcanzó un caudal de 700 m^3 por segundo, hubo dos roturas importantes en el canal y la destrucción de la coronación del azud. Al proceder a la reparación de estos desperfectos se decidió también la construcción de un depósito de sedimentación y la modificación del azud, dándole mayor longitud de vertedero. El depósito se representa en la figura 229 *a*.

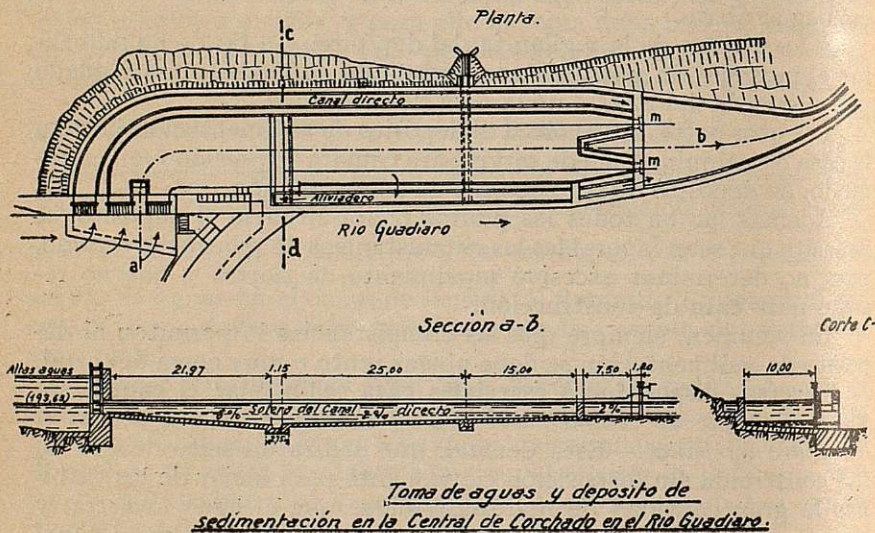
La alimentación del canal se lleva a efecto normalmente por el depósito indicado. En caso de altas aguas, el desagüe de fondo del azud queda abierto y de este modo se evita que la grava entre por las rejillas de barrotes espaciados colocados en el bocal. El agua que penetra en el canal vertiendo sobre el aliviadero en forma de zig-zag

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

queda exenta de los sedimentos que podían depositarse en el canal. El aliviadero del lado del río entra en función en cuanto el agua afluente al canal pasa de 4,20 m^3 por segundo.

La solera del depósito tiene una fuerte inclinación hacia la reguera *cd*, y transversalmente hacia dos limahoyas que terminan en dicha reguera.

La limpieza del depósito se efectúa sin interrumpir el servicio de la Central. Debe elegirse para ello momentos en que el agua del Guadiaro esté clara, para poder ser conducida directamente por el canal directo que contornea el depósito y que se indica en la figura 229. Una compuerta permite mantener constante el caudal en dicho canal directo. Desde que las compuertas de entrada al depó-



Toma de aguas y depósito de sedimentación en la Central de Corchado en el Río Guadiaro.

Fig. 229.

sito quedan cerradas se puede vaciar completamente, abriendo las compuertas de limpia. Para arrastrar los sedimentos de arena y tarquín basta hacer entrar en el depósito una cierta cantidad de agua, de una parte por las dos pequeñas compuertas *m*, instaladas en el extremo del depósito, y de otra parte por las mismas compuertas de entrada de agua en el depósito, dejando en éstas entrar sólo el agua precisa para el arrastre.

Como consecuencia de las obras realizadas en dicha instalación, y que se indican antes, desde que se pusieron en servicio, en 1917, no han sobrevenido interrupciones y se ha evitado muchísimo el desgaste de las turbinas. Entre las modificaciones realizadas en el canal figura la de sustituir por túnel en terreno sano una cierta longitud de canal a cielo abierto que atravesaba terrenos corredizos y en donde ocurrían principalmente las roturas del canal.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

(Para más detalles de estas obras, véanse los números 23, 24 y 26 del *Schweizerische Bauzeitung*, año 1931.)

Colectores de arena y gravilla sistema Koechlin.—Se indica una de estas disposiciones en la figura 230.

El procedimiento consiste en lo siguiente: El agua turbia viene por *a*, recorre la cámara *K* del clarificador y fluye, ya limpia, por *b*. El paso por el clarificador se efectúa como sigue: Estando cerrada la compuerta *d* se abren las compuertas *c* y *e* y el agua atraviesa la cámara *k*, siguiendo el curso *fghi*. El número y capacidad de estas cámaras deben estar calculadas de manera que el agua pase por ellas con muy reducida velocidad, subiendo lentamente para que se depositen las materias en el fondo. En la misma cámara hay dis-

Colector de arena y gravilla sistema Koechlin.

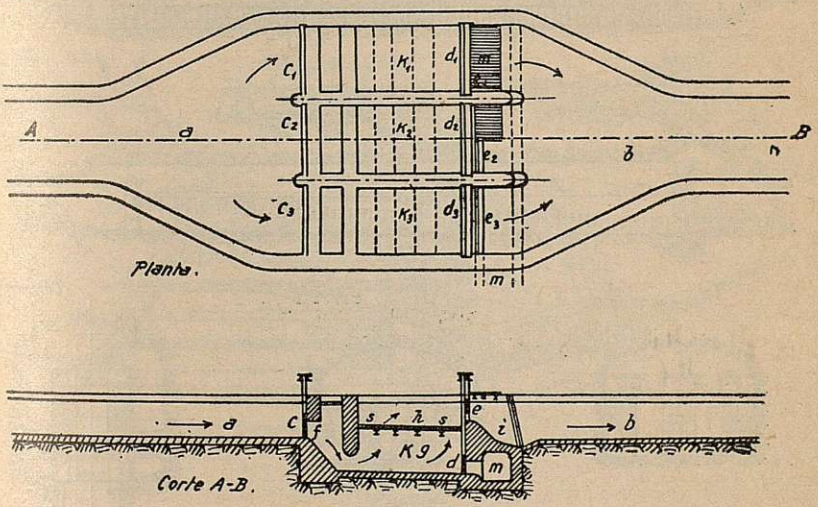


Fig. 230.

puesta una rejilla horizontal *ss* y un tamiz que retiene las materias en suspensión en el agua. Las cámaras pueden dejarse en seco una después de otra y limpiarse separadamente sin interrumpir el servicio. A este objeto, se cierran las compuertas *c* y *e* y se deja abierta la *d*, con lo cual se vacía la cámara; entonces el agua debe atravesar el rastrillo o tamiz en sentido inverso, con lo cual éstos quedan limpios. Luego se abre la compuerta *c*, penetrando en la cámara un potente chorro de agua que arrastra las materias depositadas en el fondo por la compuerta *d* y el canal de desagüe *m*, que desemboca en el río. Análoga a la disposición Koechlin es la Büchi (figuras 1 534 y 1 535 de *Wasserbau de Schoklitsch*).

Disposiciones para la sedimentación en el canal del salto de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Martigny, sobre el río Drance (*Suiza*).—Al dar algunos ejemplos de toma de aguas hemos indicado la de este salto, y a dicha toma se refiere la figura 208. Con ella se evita la entrada en parte del caudal sólido considerable que arrastra la corriente. Hay, además, otras dos disposiciones para alejar del canal el material sólido: una forma lo que se llama desarenador, y otra está situada en la entrada de la tubería de presión.

El canal todo va en galería y parte de ésta queda sometida a

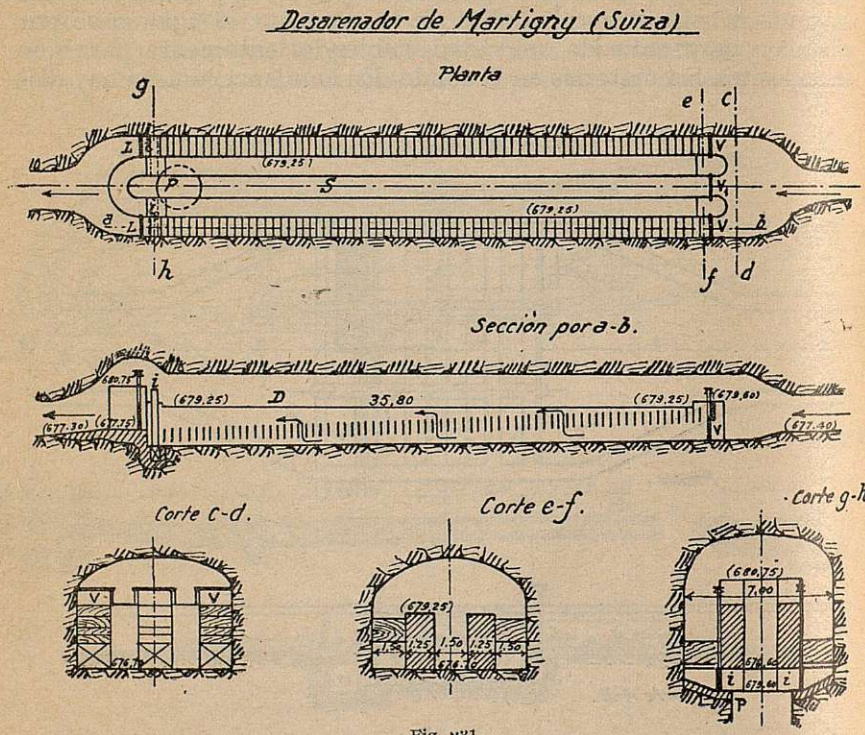


Fig. 231.

presión. A la entrada del túnel hay dos compuertas automáticas para regular la entrada del agua.

El desarenador se encuentra a dos kilómetros de la presa. En este punto la sección del túnel se ensancha y el canal queda dividido en tres partes por dos aliviaderos (fig. 231). La parte central está provista en su origen de una compuerta *V*, y en su final de un conducto *P*, que funciona como canal de descarga. Los dos compartimientos laterales constituyen el desarenador. En éste es aplicado el procedimiento de dar al agua una velocidad ascensional menor que la necesaria para arrastrar la arena. A tal fin, los dos canales laterales están provistos de una serie de diafragmas verticales; el agua sale lentamente entre los diafragmas y deposita

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la arena que se elimina mediante la maniobra de las compuertas *L, i, i.*

La disposición para sedimentar aún más el caudal sólido, antes de la entrada del agua en la tubería forzada, consiste en obligar a pasar aquélla a través de un diafragma de 45 m de longitud. Este está formado por plancha perforada por agujeros de 25 mm. El agua lo atraviesa ascendiendo, y como la velocidad de paso es muy escasa, abandona caudal sólido, que después se elimina por un desagüe de fondo. (Puede verse una descripción más detallada de las obras de este salto en *Baggi-Costruzioni idrauliche,* pág. 208 y siguientes.)

Desarenador con purga continua del material sólido eliminado,

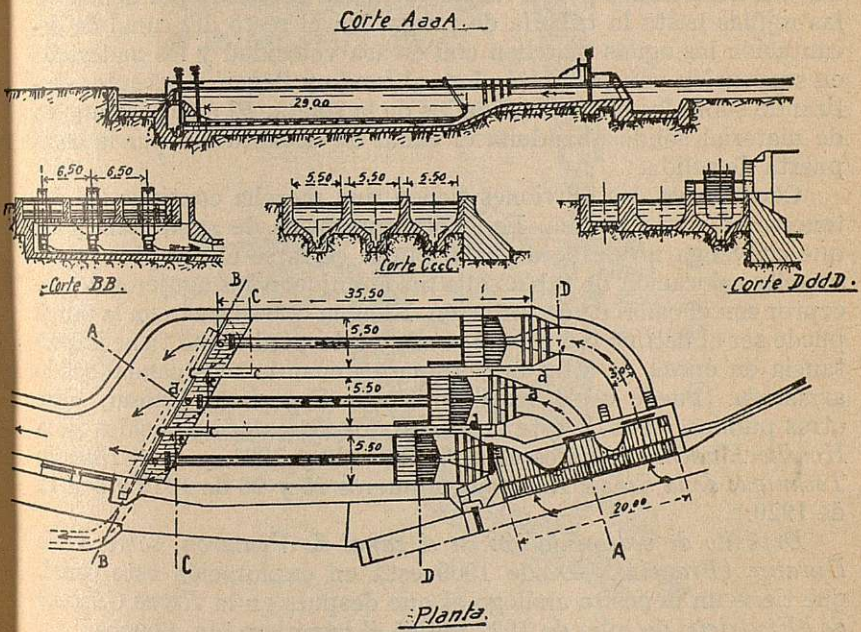


Fig. 232.

sistema Dufour.—Para remediar los daños que en las turbinas de la instalación de Florida Blanca, en Santiago de Chile, ocasionaba el caudal sólido que arrastraba la corriente del canal y la escasa eficacia de los dos depósitos de sedimentación que para eliminarlo se construyeron al llevar a cabo las obras, el ingeniero Dufour proyectó unos desarenadores de purga continua de los materiales eliminados, que se construyeron, dando excelentes resultados. Este mismo sistema, perfeccionado y simplificado, lo aplicó el mismo ingeniero a la Central de Ackersand (Suiza) y luego en otras muchas instalaciones.

La figura 232 se refiere a la instalación de Yanacato. A la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

entrada del desarenador se divide el agua en tres partes, correspondientes a los tres canales de decantación; en el origen de ellos hay varias rejillas de madera para tranquilización del agua e igualar lo más posible su velocidad en las diferentes partes de la sección. Para la purga automática y continua se ha dado a la solera de los canales de decantación una sección transversal en forma de embudo, cuya parte central más profunda recibe el llamado receptor y forma el canal de purga representado por el corte *CccC*. Este receptor es en esencia una rejilla de madera por entre cuyos claros pasa el caudal sólido con algo de agua al conducto de purga, que termina en una tubería de desagüe. El agua, al entrar en el depósito, choca contra la primera serie de rejillas. Los aluviones son arrastrados por la fuerte corriente del fondo por debajo de las rejillas hasta la tubería de purga. En el resto del canal de decantación las aguas marchan con escasa velocidad y los materiales en suspensión van precipitándose al fondo y llegan al receptor deslizando sobre los planos inclinados de la solera. El agua descargada de material sólido abandona el canal de decantación por la compuerta de salida.

Como se ve, los aluviones tienen una marcha continua sin detenerse en parte alguna. En épocas normales de agua clara y en que convenga no desperdiciarla, puede cerrarse el receptor por la sencilla colocación de tablas que incomuniquen los agujeros del receptor con el canal de decantación. El agua que se gasta en la purga puede ser el décimo del caudal total, y esta pérdida no tiene importancia en época de altas aguas, que es cuando más caudal sólido arrastran. (Puede verse, respecto a esta disposición Dufour, entre otras publicaciones de este ingeniero, los artículos aparecidos en la *Houille Blanche*, números 47 al 54 de 1920 y 1921, y en el *Bulletin Technique de la Suisse Romande*, números 25 y 26 de 1919 y 3 al 12 de 1920.)

Depósito de sedimentación en el canal de Ventavon, sobre el río Durance (Francia).—Desde 1909 está en explotación este canal, que tiene un depósito análogo al que después en la *Revue Générale de l'Electricité* de julio de 1922 indicó el ingeniero Mr. Boucher.

Junto al bocal, que tiene 60 m de longitud, existe (fig. 233) un depósito en el que su solera, en vez de ser plana, está formada por una serie de troncos de pirámide invertido, desde cuyas bases menores parten tuberías de 60 cm de diámetro, con disposiciones de cierre en su trayecto, que desembocan en el río. Los materiales se sedimentan en dichas pirámides de superficies muy lisas, y al abrirse las tuberías son eliminados.

Vemos en este tipo de depósito la complicación de los desagües y la posibilidad de obstrucción de las tuberías.

Disposiciones Arellano para sedimentar el caudal sólido.—El distinguido ingeniero de Caminos Sr. Arellano ha empleado en el salto sobre el Gállego, en Anzánigo, unas disposiciones para sedimentación del caudal sólido, de gran eficacia, que merecen ser conocidas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se pueden considerar éstas divididas en dos, una para sedimentar las gravas, colocada junto a la toma, y otras para sedimentar las arenas; y de ellas hay dos, una en la cabeza de un sifón y otra en la cámara de presión.

La disposición para sedimentar las gravas se representa en la figura 234. El agua entra por seis compiertas 1-1 de 1,60 m de luz por 1,7 m de altura, a dos grandes depósitos *M-N* de sedimentación; y en el extremo de agua abajo de cada depósito hay tres compuertas de desagüe 2-2', por las que puede salir el agua al río. Del depósito *N* sale directamente y del depósito *M* por canali-

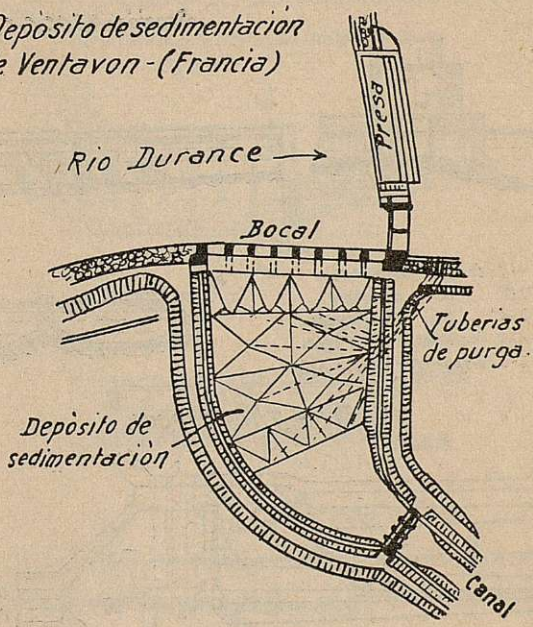


Fig. 233.

zos instalados debajo de la solera del tramo que une el otro depósito al canal.

Refiriendo las cotas a un plano de comparación situado a 10 m por debajo de la cresta de la presa, la de la solera de las compuertas de toma es de 8,30 m; y desde ellas, con pendiente uniforme, llega a las de desagüe con 6,70 m, bajando todavía hasta salir al río a la de 6,50 m; es decir, que desde las compuertas de toma a las de desagüe baja la solera 1,60 m.

Al final de los depósitos, tocando a los últimos desagües, hay un escalón de 1,80 m de altura. En la parte alta del escalón hay tres compuertas de retención en cada una de las entradas, de 2,50 m de luz, separadas por pilas de hormigón armado de 0,25 m de espesor.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Estas compuertas, giratorias alrededor de ejes horizontales situados en los cabezales de los marcos, se abren hacia agua abajo empujadas por la corriente o accionadas por cables que se arrollan a unos cabrestantes instalados en unos puentecillos, y se cierran las compuertas cuando cambia el sentido de la corriente.

En marcha normal entrará el agua por las seis compuertas de toma y llegará al origen del canal, pasando por los depósitos y por las seis compuertas de retención, que estarán abiertas, horizontales.

La sección mojada de los depósitos es de unos 44 m cua-

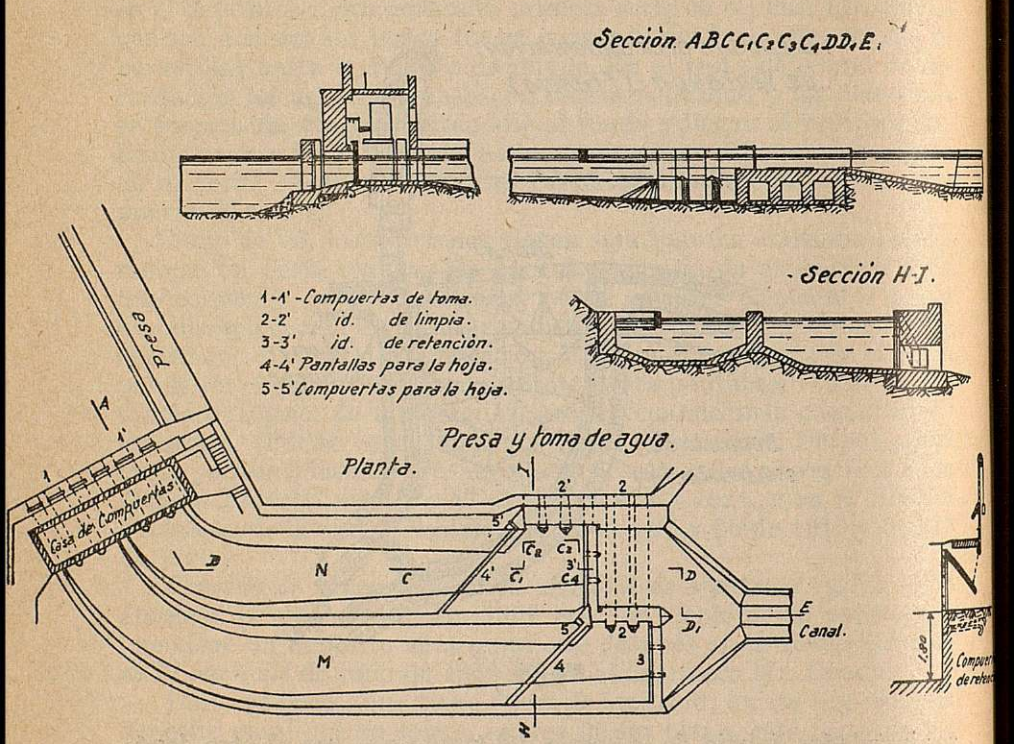


Fig. 234.

drados, y siendo el caudal de 12 m³ por segundo, circulará el agua con una velocidad inferior a 0,30 m, e indudablemente se depositarán las gravas y hasta las arenas de grano grueso.

Para limpiar los depósitos se procederá como sigue. Supongamos que se quiere limpiar el depósito *N*:

1.º Se descolgarán las tres compuertas de retención del depósito *N*, que si no adoptan la posición vertical será porque la corriente las empujará hacia abajo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

2.º Se abrirán completamente las tres compuertas de desagüe del mismo depósito *N*; se iniciará en éste un descenso de nivel y una contracorriente en el canal hacia el depósito que cerrará las compuertas de retención.

El depósito *N* quedará aislado del canal y la dotación de éste entrará por el depósito *M*.

3.º Se abrirán las compuertas de toma del depósito *N* lo más posible, para que entre el máximo caudal admisible sin que se abran las compuertas de retención. La corriente que se determine limpiará el citado depósito *N*.

4.º Se cerrarán las compuertas de desagüe, y al restablecerse el nivel normal en el depósito *N*, las compuertas de retención serán

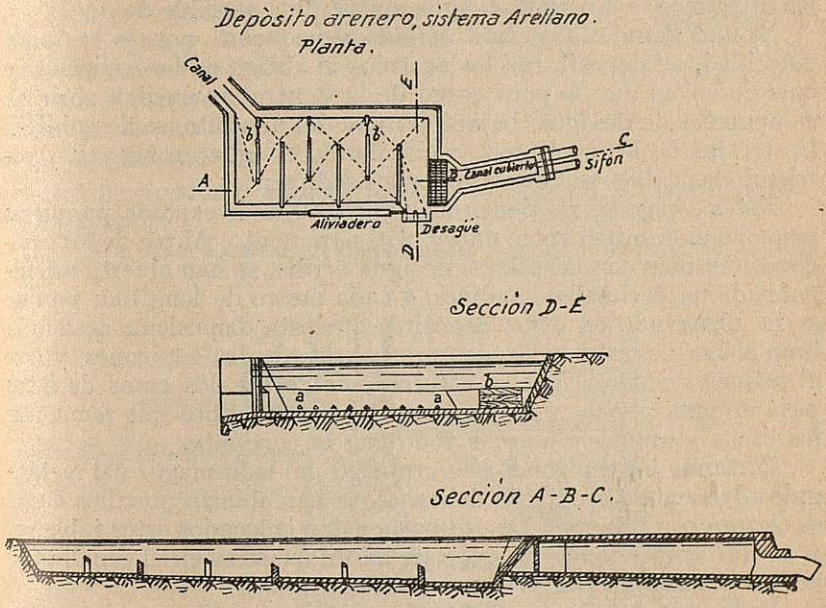


Fig. 235.

empujadas por la corriente. Podrán levantarse éstas y quedará el canal en abastecimiento normal.

Como se ve en la figura 234, hay unas pantallas de hormigón armado en los depósitos que calan 0,50 m en el agua y que con inclinación de 45º conducen los cuerpos flotantes a unas pequeñas compuertas de desagüe superficiales que desembocan en el desagüe general.

De los depósitos areneros describiremos sólo el de la cabeza del sifón. Es de planta rectangular, de 40,80 m por 20 m. Se representa en las figuras 235. Entra el agua por uno de los vértices y sale por el diagonalmente opuesto a ingresar en el origen de las tuberías del sifón a través de una reja de grandes claros. Tocando a la reja y a

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

escuadra con ella se han puesto dos compuertas de desagüe, cuyas soleras están un metro más bajas que la entrada del depósito. En el interior de éste hay seis muros espigones que arrancan alternativamente de los lados mayores de la planta y van perpendicularmente hacia el opuesto, quedando entre éste y las cabezas de los espigones unas calles de cinco metros.

El metro de desnivel que hay en la solera desde la entrada hasta las compuertas de desagüe se baja con pendiente uniforme siguiendo las calles formadas por los espigones y los muros de recinto. Los espigones levantan de la solera 1,50 m, por término medio; y como la altura media del agua es de 3 m en régimen normal, dentro del depósito hay sección mojada suficiente en los planos verticales de los espigones, y circulará el agua sin pérdida sensible de nivel.

Siendo grande la sección mojada y pequeña, por lo tanto, la velocidad, se depositarán los acarreos al abrigo de los espigones; y cuando en un día de poca carga de la Central se puedan abrir las compuertas de desagüe, bajará el nivel del depósito, se descubrirán las crestas de los espigones y, circulando el agua en zig-zag, recorriendo las calles, se llevará todos los sedimentos.

Estos espigones no tienen más que 0,40 m de espesor, porque es pequeño el desnivel entre uno y otro paramento. Al pie de los espigones rasantes con las soleras de agua arriba, se han abierto mechinales de un decímetro cuadrado *a* cada metro de longitud, porque se ha observado en otros depósitos que esta disposición acelera la limpia. Los acarreos se depositan al abrigo de los espigones, y con el pequeño desnivel que se establece entre las dos caras de éstos pasa el agua por los mechinales, produce remolinos que remueven los limos y arenas y marcha todo con la corriente.

Cortando los espigones que arrancan del lado mayor del rectángulo adyacente a la entrada del canal, se han abierto portillos *b* que se cierran con tableros. De ordinario están colocados estos tableros, y se quitarán cuando se quieran hacer arrastres en el canal, pues sin ellos habrá mayor tiro hacia los desagües

Para más detalles de estas disposiciones pueden verse los artículos publicados por el Sr. Arellano en la *Revista de Obras Públicas* del 1 de enero y 15 de febrero de 1924.

Cámara de presión. Antecámaras de turbinas.—El agua al final del canal se encuentra con la energía potencial correspondiente a su desnivel hasta el río. Se requiere una disposición para aprovechar esta energía en las turbinas. Si el salto es bajo, inferior a unos 12 m, las turbinas se colocan en una cámara de fábrica (turbinas de cámara abierta). Si el salto es superior a dicha cifra aproximada, por razones económicas de tanta mayor fuerza cuanta más altura tiene el salto, hay que llevar el agua a las turbinas en conductos a presión.

Se necesita, pues, disponer el enlace de la sección normal del canal con la entrada a las turbinas, en el primer caso, o con el ingreso en las tuberías de presión, en el segundo. En ambos hay que construir un ensanchamiento del canal, que se llama antecámara

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de turbinas, cuando éstas son de cámara abierta, y cámara de presión cuando se requiere el empleo de tuberías.

La disposición esquemática de ambas soluciones se indica en la figura 236 *a-b-c*. En ellas las letras *a* indican los ejes de las cámaras de turbinas o de las tuberías de presión; *s* son las compuertas; *r*, las rejillas; *g*, los desagües de fondo; *u*, el aliviadero de superficie; *p* es una pantalla de hormigón armado que cala unos decímetros en el agua y desvía los cuerpos flotantes hacia el aliviadero.

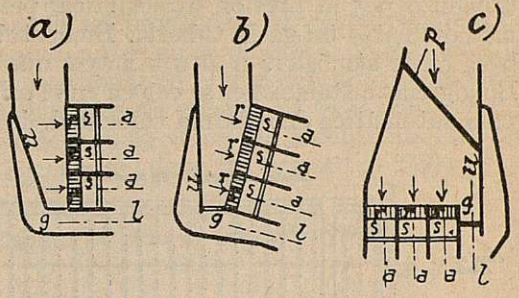


Fig. 236

Se ha de atender en la disposición de las cámaras de presión o antecámaras de turbinas a las consideraciones siguientes:

1.ª Ha de colocarse un cierre ante el origen de la tubería o de

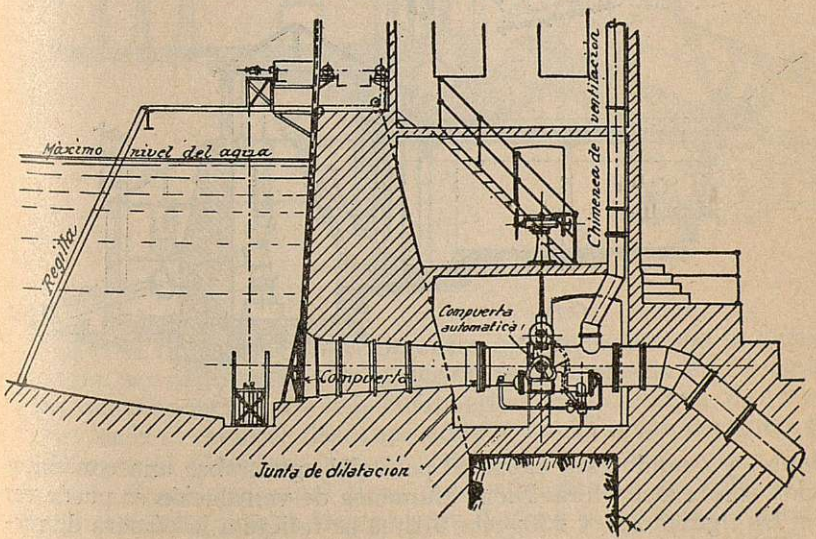


Fig. 237.

la cámara de turbina para poder aislar éstas a voluntad, de modo que pueda efectuarse una reparación en tubería o turbina sin dejar en seco la cámara de presión o antecámara de turbina, y pudiendo funcionar las restantes turbinas no afectadas por dicha revisión.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Cuando la instalación sirve sólo a una tubería, el cierre puede efectuarse al final del canal.

2.ª Cuando el cierre de la tubería es hermético, hay que disponer otra tubería de ventilación después de la compuerta, para que no se forme el vacío en aquélla y haya con esto peligro de aplastamiento por la presión atmosférica, peligro tanto mayor cuanto más diámetro tenga la tubería. Dicho tubo de ventilación desemboca en la atmósfera a altura mayor que el máximo nivel de agua. En algunas instalaciones se coloca en el origen de la tubería una válvula automática de máxima velocidad, de que hablaremos más ade-

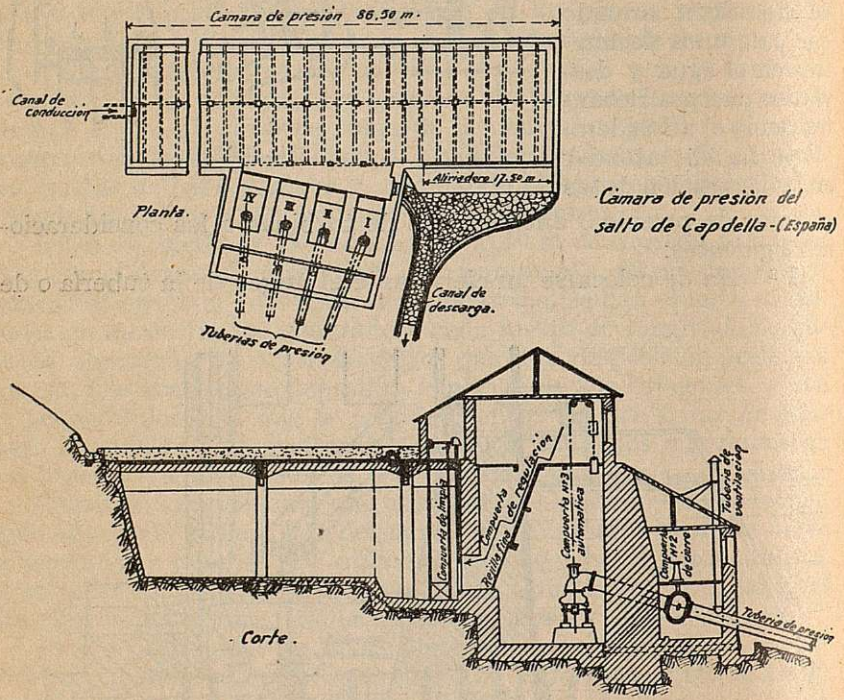


Fig. 238.

lante, y cuando ésta cierra el paso del agua, abre una comunicación con la atmósfera. Dicha chimenea de ventilación se puede ver en las figuras 237 y 238; esta última se refiere a la cámara de presión de la instalación de Capdellá, Lérida (España).

3.ª Al cerrar la admisión del agua en la tubería hay que dar otra salida a la que conduzca el canal, y para ello, en la cámara de presión o junto a ella hay que disponer un aliviadero que sea capaz de desviar el máximo caudal que lleve el canal, con una altura relativamente escasa de lámina vertiente, a fin de que el nivel de agua, al remansarse ésta en el canal, no sobrepase la altura fijada a los

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cajeros. Este aliviadero servirá, no sólo para este caso límite, sino para separar del depósito el agua que no empleen las turbinas en caso de que no consuman toda el agua que lleve el canal.

4.ª Al llegar a la cámara de presión el agua, puede aún conducir caudal sólido, y conviene, para reducirlo en lo posible, ensanchar dicha cámara y hacer en ella la toma de aguas en las capas superficiales, siempre más claras que las profundas. Al efecto, conviene colocar un vertedero sumergido antes de la tubería y obligar así a las aguas a un movimiento ascensional en el que dejarán caudal sólido si la velocidad es lo suficientemente escasa. La velocidad sobre el vertedero debe ser menor de 1 m; la velocidad ascensional será menor y en relación con la sección del depósito (véase fig. 239).

Cámara de presión de Aufkirchen.

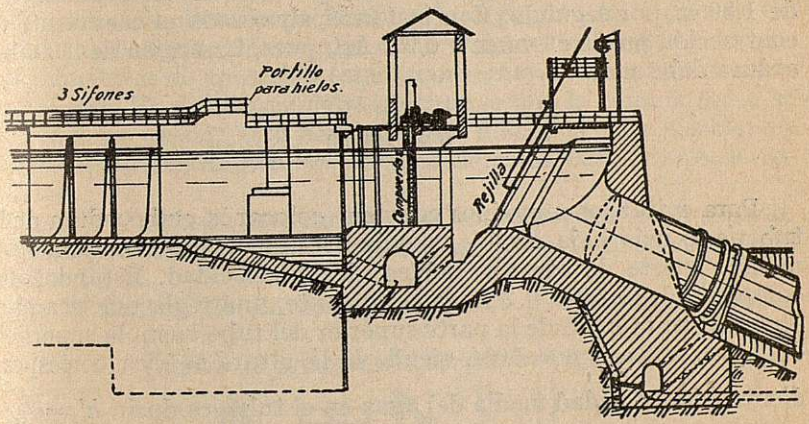


Fig. 239.

5.ª A fin de que los sedimentos que se formen en la cámara puedan ser arrastrados por la acción de la corriente de las aguas, hay que disponer una o más compuertas de limpia que desvíen el agua hacia el canal de descarga, adonde también van las aguas que salten por el aliviadero (figuras 236, 237, 238 y 239.)

6.ª Cuando el canal tiene mucha longitud y el agua, por lo tanto, necesita mucho tiempo para llegar a la cámara de presión, para prever el caso de que haya que hacer alguna reparación en ella y convenga dejarla en seco sin necesidad de ir a calar las compuertas del regulador del bocal, conviene colocar una disposición en la cámara que permita lo indicado. Y al efecto, cuando el cierre de la tubería es en el mismo origen de ésta, conviene disponer otro, antes de desembocar el canal en la cámara, con compuerta de descarga lateral del canal en el de descarga. Aquélla podría sustituirse

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

por ranuras de ataguiamiento para poder atajar el agua, colocando en ellas viguetas. La cámara debe tener válvula o compuerta de fondo para poder desaguarla.

7.ª Es necesario evitar la entrada en la tubería de los cuerpos flotantes que al ser arrastrados a través de ella a la turbina podrían causar en ésta grandes daños. Esto se consigue por medio de rejillas, de que trataremos luego.

8.ª Conviene que la entrada de agua en la tubería se verifique sin gran contracción de la vena líquida y sin la formación de remolinos. Lo primero constituye una pérdida de carga, y los segundos originan el arrastre de aire que da lugar a movimientos turbulentos y golpes de ariete, a mal funcionamiento de la turbina y hasta la rotura de la columna líquida en el tubo de aspiración. Para impedir la contracción de la vena líquida hay que dar a la embocadura de la tubería forma abocinada, aumentando en su origen la sección en un 20 por 100 o más, y la velocidad de entrada no debe exceder de 1,50 m por segundo. Con la forma abocinada el coeficiente de contracción puede elevarse a 0,97. Así, pues, la sección de la embocadura debe ser:

$$\frac{Q}{0{,}97 \times 1{,}50}$$

Para evitar los remolinos conviene colocar la embocadura de la tubería lo más baja posible, siendo esta altura función principalmente, aparte de otras variables, de la velocidad. Estando ésta comprendida entre 2 y 3 m, generalmente, una regla práctica para tener la altura h, desde la parte superior del tubo hasta la superficie del agua, es hacer $h = 10h'$, siendo h' la altura teórica correspondiente a la velocidad media del agua en el tubo; es decir, $h' = \frac{v^2}{2g}$, siendo v la velocidad y g la aceleración de la gravedad.

Cuando el tubo desemboca en la cámara de presión, vertical o casi verticalmente, conviene colocar encima de la embocadura una pantalla horizontal con el fin de obligar a los filetes líquidos a que se muevan lateralmente, para evitar la formación de remolinos.

9.ª Conviene cubrir la cámara después de la rejilla, para evitar el arrastre a las turbinas de los objetos caídos.

10. Cuando el canal a nivel libre toma agua de un embalse, conviene no gastar inútilmente el agua de éste, y que conduzca aproximadamente la que requieran las turbinas. Si éstas, de pronto, demandan más caudal y el canal es largo, aun telefoneando a la toma para que el guarda aumente la dotación, se necesita algún tiempo para que llegue a las turbinas; y en este caso es necesario que la cámara de presión, con su capacidad, remedie esta deficiencia. Si, por ejemplo, el canal es capaz para 8 m^3 por segundo, y en un momento las turbinas sólo requieren 6, y de pronto exigen, además, los 2 restantes. Si el agua tarda media hora desde la toma, la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cámara debe tener una capacidad al menos de $1\ 800 \times 2 = 3\ 600\ m^3$. Y contando con las eventualidades de retraso en el aviso y en cumplimentarlo y en la conveniencia de que la capacidad de la cámara pueda servir picos momentáneos de la curva de consumo, sería buena previsión el que la citada capacidad fuese de $8\ 000\ m^3$, o sea unas 1 000 veces el caudal máximo del canal.

En el salto de Villalba, de la Electra de Castilla, el canal es capaz para $7\ m^3$ y la capacidad de la cámara de presión es de $15\ 000\ m^3$, lo que representa 2 000 veces el caudal del canal. Constituye dicha cámara un depósito de regulación diaria.

En el salto de Capdellá (España), para un caudal del canal de $3\ m^3$, tiene una capacidad la cámara de presión de 8 000, o sea unas 2 600 veces aquél. Esta cámara se representa en la figura 236. Está cubierta para preservar las aguas de los hielos.

En el salto de Escoltena (Italia) la cámara tiene $6\ 000\ m^3$ de capacidad para un caudal normal de $8\ m^3$ por segundo.

En resumen, dicha capacidad ha de depender del programa de suministro de agua que se exija de la cámara, bien entendido que si es económica de ejecución ésta, cuanto mayor sea mejores servicios rendirá. Es decir, que debe procurarse que la cámara sea o se acerque a ser un depósito de regulación diaria, y, a ser posible, semanal. Más adelante nos ocuparemos de estos particulares de regulación.

Cuando el embalse está unido a la Central por tubería a presión, el embalse, auxiliado por la chimenea de equilibrio en su caso, sirve aquellos fines.

En la Central de Bardonechia (Italia) (*Utilizzioni di Force*

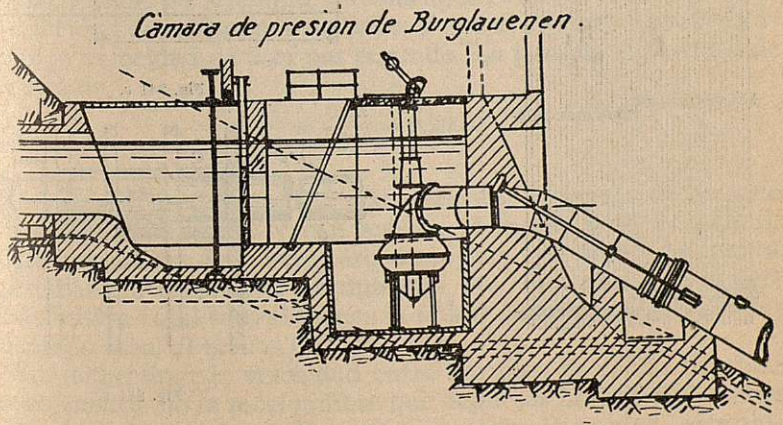


Fig. 240.

Idrauliche, F. Marzolo, pág. 264), la cámara de presión está formada por tres depósitos cilíndricos de hormigón armado de 35 m de diámetro y 18 de altura, con una capacidad total de $50\ 000\ m^3$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 240 indica un corte de la cámara de presión de Burglauenen.

Rejillas.—Sirven para impedir la entrada en las turbinas de los cuerpos flotantes que por su tamaño puedan perjudicarlas, ya sean de origen vegetal, ya témpanos de hielo. También en ciertos países en que está muy vigilada la protección a los peces se exigía antes que los de cierto tamaño no pudieran atravesar la rejilla. Pero luego las experiencias hechas en Suecia demostraron que los peces de todos tamaños pueden atravesar sin peligro las turbinas; y de un límite máximo de claros entre barrotes de rejilla de 25 mm, se autorizó a que éstos distaran hasta 230 mm.

Con el fin de eliminar los cuerpos flotantes del canal, ya se han indicado algunas disposiciones en el origen y recorrido de éste. Ahora nos ocuparemos sólo de las rejillas finas que se colocan inmediatamente delante de las turbinas en las de cámara abierta o de las tuberías en las de cámara cerrada.

En el proyecto de estas rejillas hay que atender a las consideraciones siguientes:

1.ª Para que no entren cuerpos flotantes de tamaño que puedan perjudicar a los órganos de las turbinas, conviene que los claros de la rejilla sean de escasa luz. Pero si se exagera esto, se disminuye mucho la sección de desagüe (ya nos referiremos a esto en la consi-

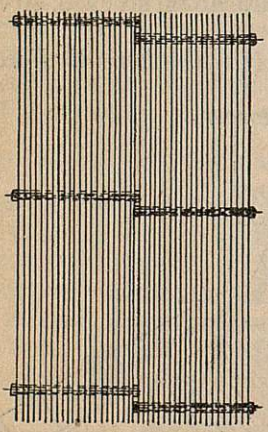


Fig. 241 *a*.

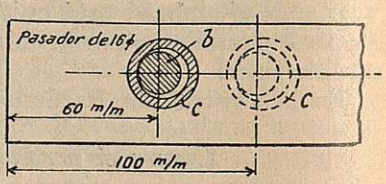


Fig. 241 *c*.

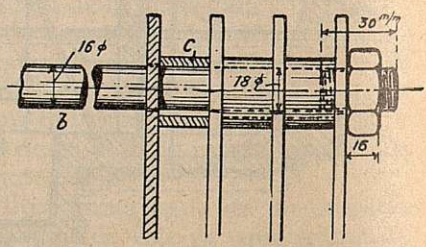


Fig. 241 *b*.

deración 2.ª), o hay que dar mucha superficie a la rejilla. Los claros varían según la clase de turbina.

Una disposición de la rejilla es la que se indica en las figuras 241 *a-b-c*. Se forma con pletinas de la longitud necesaria y de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sección, por ejemplo, de 60 mm en la dirección de la corriente y 6 mm de espesor, dejando claros de 15 a 40 mm. Estas pletinas se agrupan en paquetes de 1 m (o cerca de él) de ancho, por medio de tornillos pasantes puestos en dos paquetes contiguos a distinta altura, para evitar que dos tuercas o cabezas de tornillo queden en contacto y allí la luz entre pletinas sea mayor que la que convenga. Se mantienen las pletinas separadas; la magnitud que se adopte para la luz entre ellas, por medio de trozos de tubos de longitud igual a la luz, que queden interpuestos entre pletinas y atravesados por el tornillo. La posición de éste no corresponde al eje de la pletina, sino que queda más cerca de la superficie de la rejilla correspondiente a agua abajo, a fin de que agua arriba no lleguen los trozos de tubos a la superficie e impidan el paso de los ganchos de la raedera o mano de hierro que limpie la rejilla. La mano de hierro es como indica la figura 242.

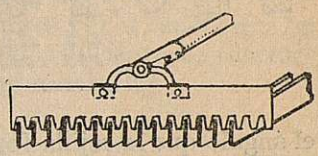


Fig. 242.

2.ª La rejilla no debe disminuir excesivamente la sección de desagüe, teniendo en cuenta la contracción de las venas líquidas al pasar entre los hierros. La disminución de esta sección de desagüe lleva consigo el aumento de velocidad y la pérdida de nivel de agua correspondiente.

Además, al aumentar la velocidad, los cuerpos que arrastra el agua se adhieren con fuerza a la rejilla, siendo más difícil el separarlos; tapizan en parte la rejilla, disminuye más la sección de desagüe y se agrava el mal.

Supongamos, por ejemplo, que las aguas afluyen a la rejilla con una velocidad de 0,40 m por segundo, y que al atravesar aquélla adquieren la velocidad de 2 m por segundo. La pérdida superficial de nivel será de

$$\frac{2^2}{2g} - \frac{0{,}4^2}{2g} = 0{,}20 \text{ m}$$

Después de pasada la rejilla y al aumentar la sección de desagüe la velocidad disminuirá, y con arreglo al teorema de Bernouilli, habrá un aumento de nivel; pero como hay que tener en cuenta las pérdidas por remolinos, rozamientos, etc., es seguro que la pérdida definitiva total será al menos la mitad de la antes encontrada; en el citado caso, al menos 0,10 m.

Para determinar la velocidad entre barrotes de rejilla hay que tener en cuenta, no la sección libre que dejen los barrotes, sino esta sección afectada por un coeficiente menor que la unidad, determinado por la contracción de la vena líquida y que varía según los barrotes tengan forma rectangular o fuselada.

La figura 243 indica varias formas de barrotes. La contracción de la vena líquida irá disminuyendo a medida que consideremos rejillas formadas con barrotes desde *a* hasta *f*. La forma circular *g*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tiene análoga contracción que la *b*. Se puede tomar para *a* el coeficiente de contracción 0,60 y para *f* 0,90. Para los intermedios, valores comprendidos entre éstos.

Para la pérdida total de nivel ha encontrado, en virtud de propias experiencias, el ingeniero O. Kirschmer la fórmula siguiente:

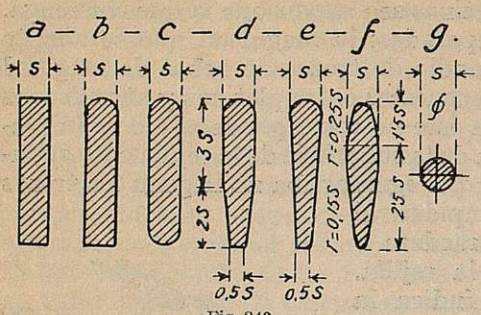


Fig. 243.

$$h_T = \beta\left(\frac{S}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{U^2}{2g} \operatorname{sen} \alpha$$

En esta fórmula U es la velocidad de los filetes líquidos antes de la rejilla; S, el espesor de los barrotes; b, la luz entre barrotes; α, el ángulo que la rejilla forma con el plano horizontal; g, la aceleración de la gravedad, y β, un coeficiente que varía según la forma de los barrotes de la figura 243, como sigue: $\beta\ (a) = 2{,}42$; $\beta\ (b) = 1{,}83$; $\beta\ (c) = 1{,}67$; $\beta\ (d) = 1{,}035$; $\beta\ (e) = 0{,}92$; $\beta\ (f) = 0{,}76$; $\beta\ (g) = 1{,}79$.

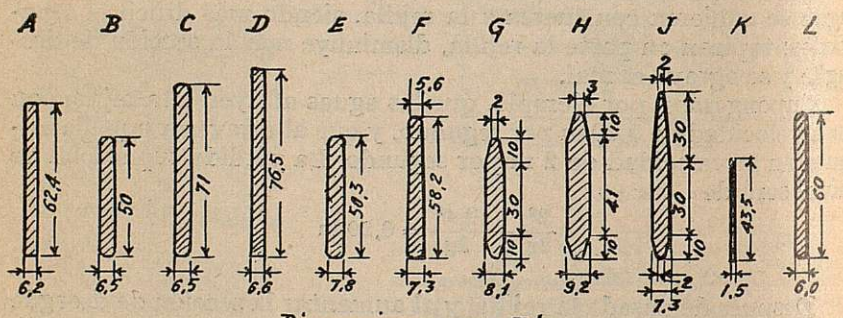


Fig. 243 *a*.

Según las experiencias del Laboratorio de Hidráulica de Stockholmo, para las rejillas tipo *ABCDF* y *K* (fig. 243 *a*),

$$\Delta h = \mu\varphi^2 \frac{v^2}{2g} \operatorname{sen} \alpha$$

y para las *EGHJ* y *L*,

$$\Delta h = \mu\varphi^2 \frac{v^2}{2g} \operatorname{sen}^{3/2} \alpha$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

siendo Δh la pérdida de carga en metros; α el ángulo que la rejilla forma con el plano horizontal; v = velocidad del agua en metros por segundo antes de la rejilla; φ = relación entre el área ocupada por las barras al área total mojada en el plano de la rejilla, incluyendo en el área ocupada por las barras la ocupada por las ataduras que las mantienen en posición, y μ un coeficiente de valor

Tipo	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*	*G*	*H*	*J*	*K*	*L*
$\mu =$	7,1	6,1	6,1	6,2	5,6	4,5	2,6	3,4	2,6	1	6,5

Lo corriente es emplear pletinas de sección rectangular tipo *a*, por economía. (En la rejilla de la instalación del Carpio (España), se adoptaron barrotes de forma análoga a la *f*.)

Si llamamos v a la velocidad entre barrotes y Q al caudal que ha de pasar por la rejilla; si suponemos que el coeficiente de contracción es de 0,60, la sección libre entre barrotes debe ser

$$\frac{Q}{0{,}60 \times v} = S$$

Si consignamos por l la longitud mojada de los barrotes, n su número, y conservando a s y b las significaciones de espesor de barrotes y luz entre éstos, deberá verificarse $S = nlb$. Y ancho de la rejilla en el sentido de la superficie de las aguas será $n(b + s)$.

3.ª La rejilla ha de tener sólido apoyo y resistencia suficiente para precaver el caso de que con la afluencia del material flotante llegue éste a taponar los claros entre barrotes interrumpiendo el paso del agua de modo que forme como una pantalla sometida a una carga de agua determinada por el calado de agua arriba, siendo nulo el de agua abajo. La estructura de sostén de la rejilla ha de depender de la longitud de ésta, en relación con la resistencia de los propios barrotes. Si dicha longitud es escasa, bastará que la rejilla se apoye en la solera en un hierro en ángulo empotrado en ella, como se indica en la figura 244, y en el borde superior en un hierro en T (figura 245). Si la longitud de los barrotes es tal que éstos con la sección elegida no puedan resistir la indicada carga de agua, quedando apoyados en sus extremos, hay que disponer apoyos intermedios. Estos suelen consistir en vigas en T, colocadas como indica la figura 246. Estas vigas, aun con el alma perpendicular a la superficie de la rejilla, constituyen un obstáculo al paso del agua y origen de remolinos. Además, están expuestas a la oxidación, y para pintarlas o sustituirlas habría que cortar el agua.

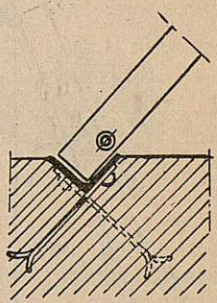


Fig. 244.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Por estas razones, la casa Jonneret & Fils, de Ginebra, propone que la estructura de sostén de las rejillas sea de hormigón armado,

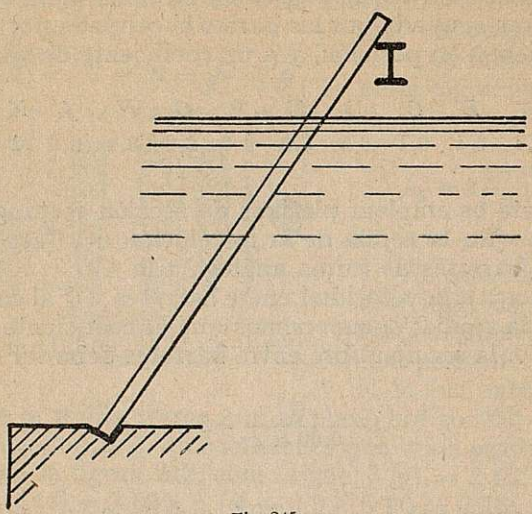


Fig. 245.

con los detalles que se indican en la gura 247. Cuando la separación entre pilas sea tal que se requiera un sostén vertical intermedio (figuras 247 *b* y 247 *d*), este sostén es un tabique de hormigón armado de forma fuselada, quedando su proa a 150 m/m de distancia de la cara de la rejilla. Las vigas horizontales en que se apoya la rejilla (figuras 247 *a* y 247 *c*) tienen también sección fuselada, en la que la parte de agua arriba está cortada por un plano paralelo a la rejilla; y en este corte se apoyan los bloques de separación de los barrotes, que tienen forma redondeada hacia agua arriba y plana hacia agua abajo (más detalles de esta disposición pueden verse en el catálogo de la indicada casa). De la manera indicada las resistencias al paso del agua son mínimas.

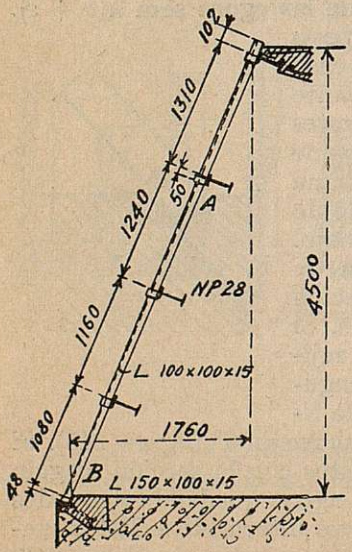


Fig 246.

4.ª La inclinación de la rejilla ha de depender de la forma en que se efectúe la limpieza. Si ésta se verifica a mano, la inclinación que proporciona más comodidad a los operarios es de 0,70 a 0,85

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de base por 1 de altura, o sea de 35 a 40°, con la vertical. Si la limpieza se efectúa por aparato mecánico, de que luego hablaremos, la inclinación más conveniente es de 0,25 de base por 1 de altura, correspondiendo a un ángulo de unos 14° con la vertical.

Inclinación más rígida que las antes indicadas, para las de limpieza a mano, no es conveniente, porque resultaría molesto y de poco rendimiento el trabajo del obrero. Tampoco conviene inclinación más suave, porque necesitaría, por ser mayor la longitud de la rejilla, más estructura de apoyo, mayor longitud del canal ensanchado en que colocarla y mayor ancho de la pasarela de limpieza para poder maniobrar la raedera con su larga pértiga, y representaría gran difi-

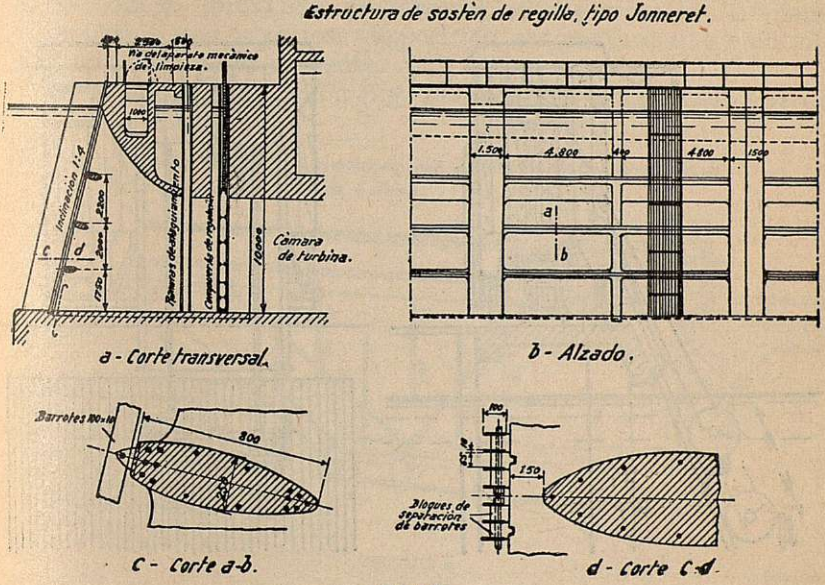


Fig. 247.

cultad de limpiar la parte baja de la rejilla, que prácticamente, a poco tiempo, quedaría inservible.

5.ª Conviene colocar la rejilla sobre un umbral elevado sobre el zampeado de la cámara, para dar lugar a que ante aquélla se deposite el caudal sólido que aún lleva el agua, con disposición de purga para eliminarlo. Este resalto del fondo puede ser el mismo vertedero sumergido, de que hablaremos en la condición 4.ª de las cámaras de presión, u otro agua abajo del primero, como se indica en la figura 239.

6.ª En algunas disposiciones, como las indicadas en las figuras 236 *a* y 236 *b*, la dirección de los filetes líquidos ante la rejilla forma con ésta ángulo agudo, para que en época de abundancia de aguas, en que es intenso el caudal flotante, éste sea fácilmente des-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

viado hacia un pequeño aliviadero colocado en la vertical del desagüe de fondo *g*. Pero dichas disposiciones tienen el inconveniente del cambio de dirección necesaria en los filetes líquidos para atravesar la rejilla, lo que representa una pérdida de carga y una menor sección de la vena contraída entre barrotes, lo que también aumenta dicha pérdida. Es preferible la disposición de la figura 236 *c*, en que la pantalla *p* desvía los cuerpos flotantes y los filetes líquidos de la mayor parte de la sección mojada siguen una dirección paralela a los canales entre barrotes.

7.ª La rejilla debe poderse quitar con relativa facilidad para proceder a cualquiera reparación en ella o en la cámara. Y a este efecto, las pletinas (barrotes) se agrupan en paquetes, formando

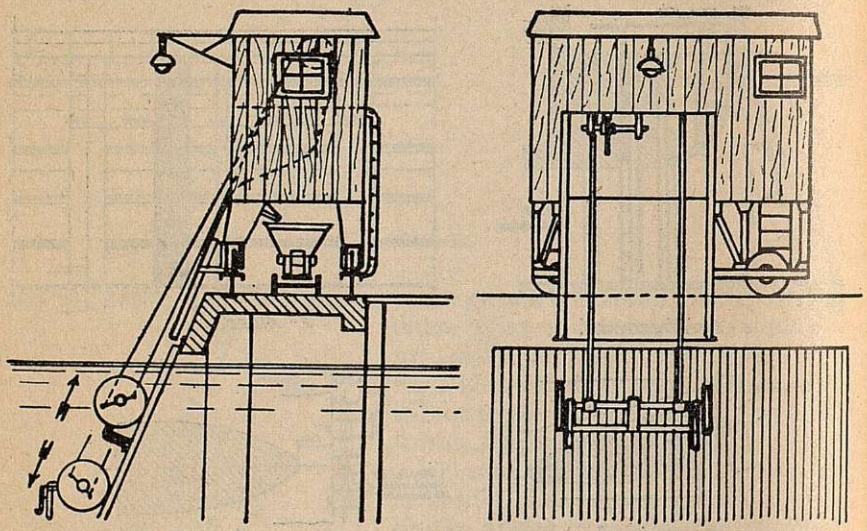


Fig. 248.

partes aisladas que puedan, con relativa comodidad, ser manejadas. Nunca debe ser el peso de cada paquete superior a 1 500 a 2 000 kg.

Cuando la afluencia de los cuerpos flotantes es muy grande, el trabajo de la limpieza a mano resulta deficiente, porque aparte de que no baste el número de obreros que puedan colocarse ante la rejilla, es corriente que las instalaciones se encuentren alejadas de centros de población y no se pueda disponer, cuando se desee, de obreros eventuales. En estos casos puede ocurrir lo que antes se ha dicho: taponarse la rejilla y consiguientemente el paso del agua.

Entonces está indicada la limpieza mecánica. Esta se efectúa con un aparato que esquemáticamente se indica en la figura 248. El aparato, abrigado por una cabina, corre sobre vía situada en la pasarela que corona la rejilla; este movimiento está determinado

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

por un motor eléctrico, el que a voluntad mueve también un artefacto con raedera que corre en el sentido de la máxima pendiente de la rejilla; al descender la raedera queda levantada, y al variar la dirección del movimiento aquélla se aplica sobre la rejilla y va elevando los cuerpos flotantes adheridos a ella; y al llegar a la parte superior, éstos vierten por el intermedio de una tolva en una vagoneta que corre por debajo del aparato y sobre vía colocada en el interior de la primera. Tanto los aparatos de esta clase tipo Jonneret (Ginebra), como los Voith (Heindenhein, Alemania), dan excelentes resultados.

Disposición Arellano de limpieza de la rejilla.—En el salto de Anzánigo, de las Eléctricas Reunidas, de Zaragoza, situado sobre el río Gállego (provincia de Huesca), el ingeniero Sr. Arellano ha empleado una ingeniosa disposición automática, que esencialmente consiste en lo siguiente:

De la cámara de presión (fig. 249) entra el agua a cada una de

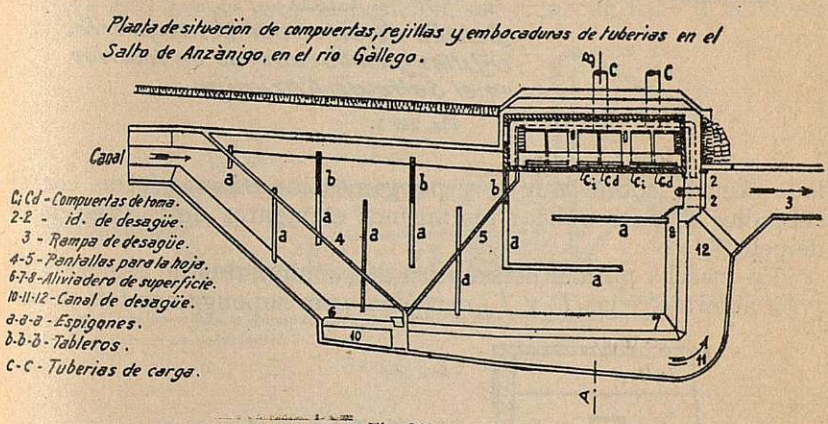


Fig. 249 *a*.

las tres tuberías por compuertas gemelas C_i y C_d, que tienen una guía vertical común que se ve en la figura 249 *b*. Desde esta guía central hasta la superficie de la reja (que se ve en el corte, fig. 249 *d*) hay un tabique de hormigón armado *M* (fig. 249 *c*), de manera que desde las compuertas de entrada hasta la superficie de la reja el agua queda guiada por dos calles; pero por debajo de la reja no hay división ninguna abarcando el ancho de la cámara inferior el de las dos calles citadas, y por esta cámara el agua accede al tubo.

Las rejas inclinadas a 45º no llegan hasta el nivel normal del agua, faltando sólo 0,60 m; y esta altura se cierra con dos compuertas T_i y T_d, cada una en cada calle (figuras 249 *b* y 249 *d*).

Por detrás de estas compuertas de 0,60 m de altura corre el canal *O-O-O* (figuras 249 *a*, 249 *b*, 249 *c*, 249 *d*), que recibe el agua por el extremo de la pantalla 5 (figura 249 *a*), de hormigón armado, que

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

buzando en el agua desvía hacia aquel canal parte de los cuerpos flotantes. Este canal *O-O-O* termina en las compuertas de desagüe 2 (figura 249 *a*).

Llamamos C_i a la compuerta de entrada a la calle de la izquierda, R_i a la semirreja correspondiente, y T_i a la compuerta del mismo

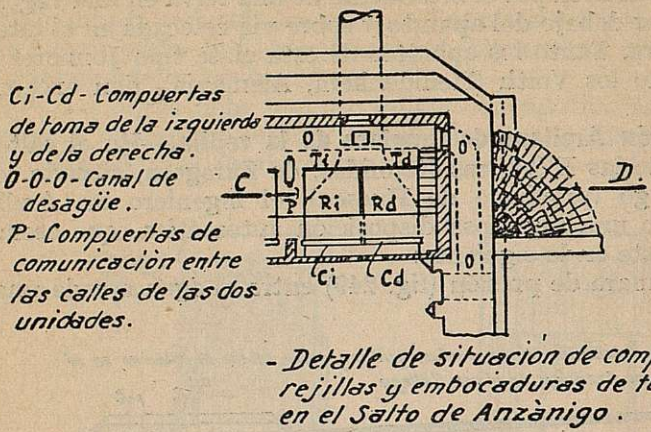


Fig. 249 *b*.

lado situada sobre la reja; y pongamos las mismas letras con el subíndice *d*, para indicar los mismos elementos de la calle de la derecha.

En marcha normal estarán las dos compuertas de admisión C_i y C_d abiertas, y las T_i y T_d cerradas; pero supongamos que se cie-

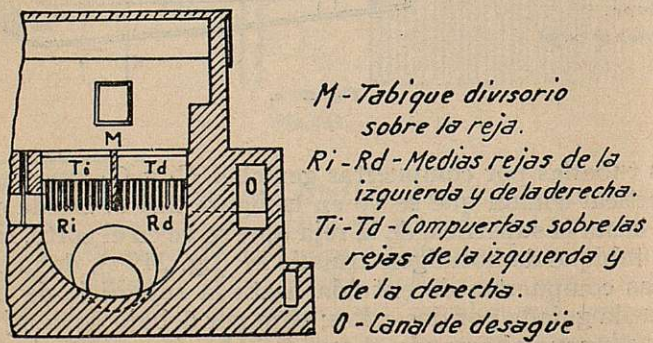


Fig. 249 *c*.—Corte CD de las figuras 249 *b* y 249 *d*.

rra C_i; la turbina correspondiente seguirá marchando, entrando toda el agua necesaria para la C_d (tiene sección suficiente para ello); el nivel de la calle derecha será el normal, lo mismo que el de la izquierda, pues aunque está cerrada la compuerta de admisión C_i, se comunica con la calle de la derecha a través de la reja R_i de la iz-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

quierda. Abramos ahora la compuerta T_i instalada sobre la reja; el agua, cuyo nivel está a 0,60 sobre la solera de T_i, se marchará por ella al canal *O-O-O* y saldrá al canalizo de desagüe. Es decir, el agua entra por la compuerta C_d, pasa a través de la reja R_d a la cámara inferior a ésta; parte del agua entra en la tubería y otra parte pasa a través de la reja R_i de dentro afuera y vuelve, pues, al espacio comprendido entre C_i (que está cerrada) y R_i. En este paso despega los cuerpos flotantes que tuviera adheridos la rejilla R_i, y como T_i está abierta, el agua, con los cuerpos flotantes, pasa al canal *O-O-O*.

Lo mismo se haría para limpiar la reja R_d.

Las compuertas C_i y T_i están unidas con un balancín *N* (y análogamente las C_d y T_d) (fig. 249 *d*) con eje de giro en medio; de modo que al cerrar C_i se abrirá T_i, y viceversa. Este movimiento se determina en Anzánigo por un pequeño motor eléctrico mandado desde la Central con interrupción de corriente al llegar la compuerta *C* al extremo de su recorrido.

Más detalles de esta disposición, así como de todo lo referente

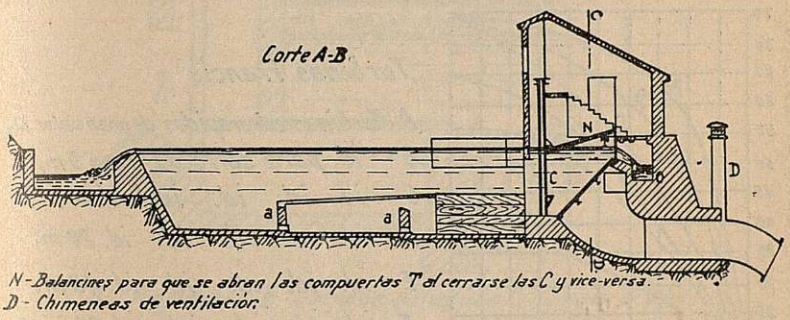


Fig. 249 *d*.

al salto de Anzánigo, pueden verse en la *Revista de Obras Públicas*, año 1923, pág. 245, y año 1925, páginas 6 y 53.

En los países fríos en que se teme la aglomeración de hielos junto a las rejillas, en algunas de éstas (Sherman, E. U.) se han colocado tubos de vapor para que éste liquide aquéllos.

Otras veces, una análoga disposición de tubos (Mitchel, E. U.) sirve para inyectar por ellos, en las horas de escasa carga, aire a presión, que al salir por agujeros, en la superficie general de la rejilla, desprende los cuerpos adheridos a ella, los que flotan y son desviados hacia el aliviadero contiguo.

La casa Jonneret propone las curvas que se indican en la figura 250 en función del caudal por turbina y de la diversa clase de éstas, para determinar la separación de los barrotes.

La velocidad entre éstos no conviene que sea mayor de 0,70. Para mayor valor, la experiencia demuestra que la limpieza no se efectúa bien.

En la actualidad, para saltos de escasa altura menor de 15 m y

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gran caudal, es decir, de mucho número de revoluciones específicas (ya diremos en su lugar qué significa esta expresión), está propagándose el empleo de la turbina hélice de 4 ó 6 álabes y que se asemeja a la hélice de los navíos.

De sus ventajas hablaremos más adelante, diciendo sólo en este lugar que por dejar los álabes entre ellos tres veces más espacio que queda entre los de las turbinas Francis, no es fácil que los cuerpos flotantes, a su paso por la turbina, la obstruyan, a no ser que aquéllos sean de dimensiones grandes. Por ello, dichas turbinas hélices requieren sólo para su protección una rejilla de menos mallas y más distanciadas, lo que representa una economía sobre la rejilla que requieren las turbinas Francis.

Cuando la rejilla ha de proteger la salida de aguas de un embalse

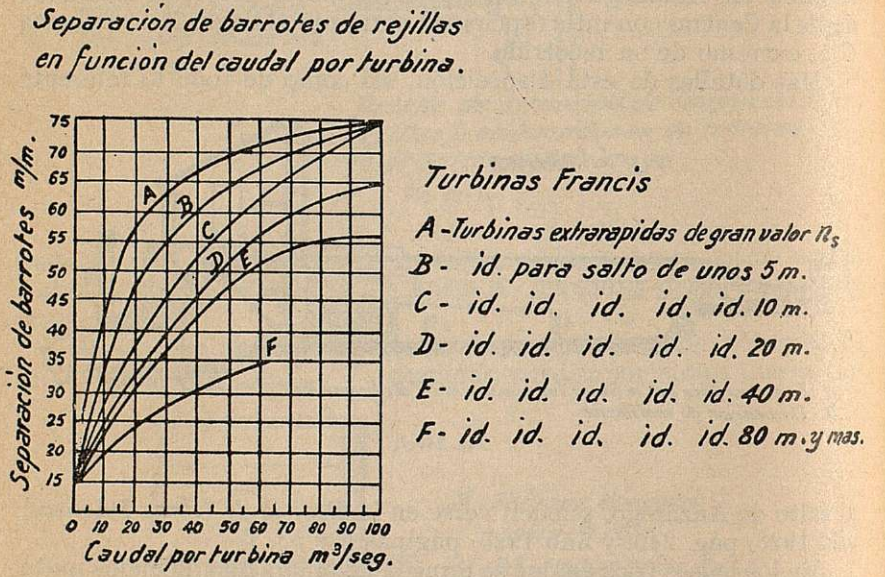


Fig. 250.

que ha de quedar siempre o casi siempre sumergida totalmente, es preciso darle mucha superficie para que la velocidad de llegada del agua a ella sea muy escasa, menor de 20 cm por segundo, y con el fin de que los cuerpos que sumergidos y arrastrados por las capas inferiores lleguen a ella tengan escasísimo poder de adherencia y al ser detenidos por la rejilla caigan al fondo. Si la velocidad no permite esto, conviene disponer procedimiento para en aguas bajas limpiar la rejilla.

Rejillas horizontales.—En vez de colocar la rejilla inclinada, cabe el situarla horizontal, apoyándola en un umbral más elevado que en la disposición inclinada, y al final de la rejilla construir un muro que cierre el paso del agua por encima del nivel de aquélla y

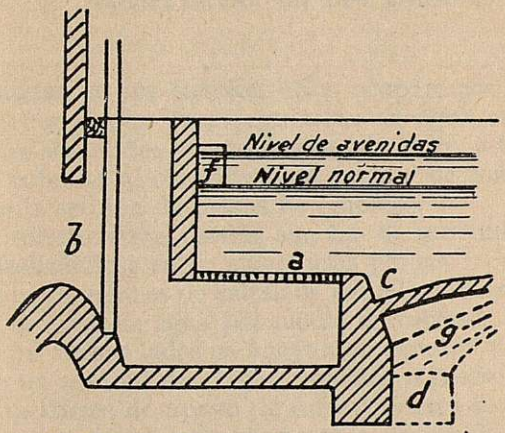
FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

obligándola a pasar a su través de arriba abajo. Al zampeado anterior a la rejilla se le da acentuada inclinación hacia un desagüe para alejar por éste los sedimentos depositados (fig. 251).

Esta modalidad tiene las ventajas siguientes:

a) Toda la superficie de la rejilla puede utilizarse para el paso del agua. No así en las rejillas inclinadas, que tienen parte de su superficie por encima del agua.

b) Los cuerpos flotantes no se detienen contra la rejilla, sino que, aglomerados, permanecen en la superficie junto al muro vertical de paramento y podían ser fácilmente desviados hacia el vertedero o hacia una pequeña compuerta *f* colocada en la prolonga-



a - Rejilla ; *b* - Entrada del agua à la cámara de la turbina.
c - Escalon que aumenta hacia el desagüe *d*.
f - Compuerta para desviar los cuerpos flotantes.
g - Lineas de inclinación del piso delante del escalón.

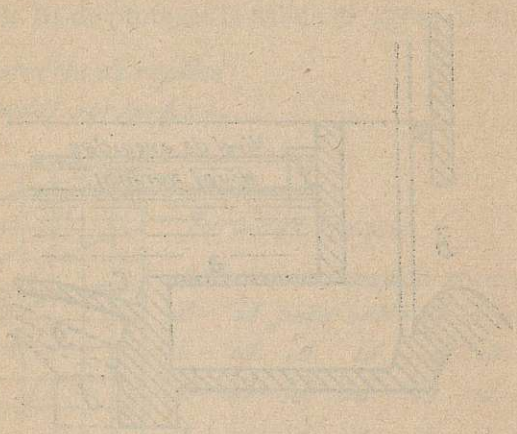
Fig. 251.

ción del muro. Estos cuerpos flotantes no merman sección de desagüe en la rejilla.

c) Por la razón indicada de no detenerse los cuerpos flotantes junto a la rejilla, podrá ésta tener luz mayor entre los barrotes. En cambio, tiene los inconvenientes de que no se pueden limpiar con la facilidad que las inclinadas, ni son tan fáciles de remover como éstas.

En algunas instalaciones (Martigny, Saint Lary) se han utilizado rejillas horizontales de plancha agujereada para detener el paso del caudal sólido de mayor tamaño que los agujeros de ella. En los desarenadores de Koechlin (fig. 230) también hay rejillas horizontales con movimiento normal del agua de abajo arriba, y a la inversa para despegar los cuerpos flotantes y eliminar los sedimentos depositados, como ya se dijo. Cada rejilla de éstas es fácilmente revisable, dejando aislado un compartimiento del desarenador.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XIII

COMPUERTAS EN LOS CANALES

Compuertas en los canales.—Nos ocuparemos en esta sección sólo de las que sirven para regulación de agua en los canales; es decir, de las sometidas a escasa carga de agua, y trataremos de los cierres de tuberías al ocuparnos de éstas y de tomas de agua profundas, en la sección de presas de embalse.

Las corrientemente usadas son las de movimiento alternativo vertical deslizándose sobre superficies planas.

En las instalaciones de saltos de agua lo más frecuente es cerrar los vanos de paso de agua por medio de tableros de forma rectangular que en ambos lados se apoyan en ranuras y en la parte inferior sobre un umbral de piedra, madera o hierro. Lo corriente es que las superficies de apoyo de estos tableros sean verticales. Sin embargo, excepcionalmente hay casos de empleo de compuertas deslizantes sobre superficies inclinadas. Dichas compuertas se construyen de madera o de estructura de acero laminado, y las pequeñas se hacen a veces de acero fundido.

Las compuertas deslizantes tienen apoyo continuo en todo su contorno sobre guarnición fija, y son las que más garantía tienen de impermeabilidad.

Resultan más económicas para bajas presiones y tamaños moderados, pero requieren mayor esfuerzo que otras para su movimiento; y por ello, para grandes tamaños y presiones la capacidad y coste de los mecanismos necesarios son muy grandes; y para conseguir mayor prontitud de elevación en estos casos y menor capacidad de mecanismos, se acude a otros tipos, como las *Stoney* y las *Taintor*, de las que ya nos hemos ocupado.

Compuertas auxiliares.—También se pueden conseguir estos mismos resultados con las compuertas deslizantes, proveyéndolas de compuertas auxiliares más pequeñas colocadas, bien en las mismas compuertas principales, bien en un conducto que ponga en comunicación el tramo de agua arriba de la compuerta principal con el de agua abajo. Lo primero es lo más corriente, y la figura 252 indica un ejemplo. Estas compuertas sirven para disminuir la diferencia

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de presión que existe entre las dos caras de la compuerta principal y determinar así su más fácil elevación o descenso. La figura 253 representa una disposición de la compuerta principal con el mismo fin. El tablero está dividido en dos sobrepuestos, el superior de es-

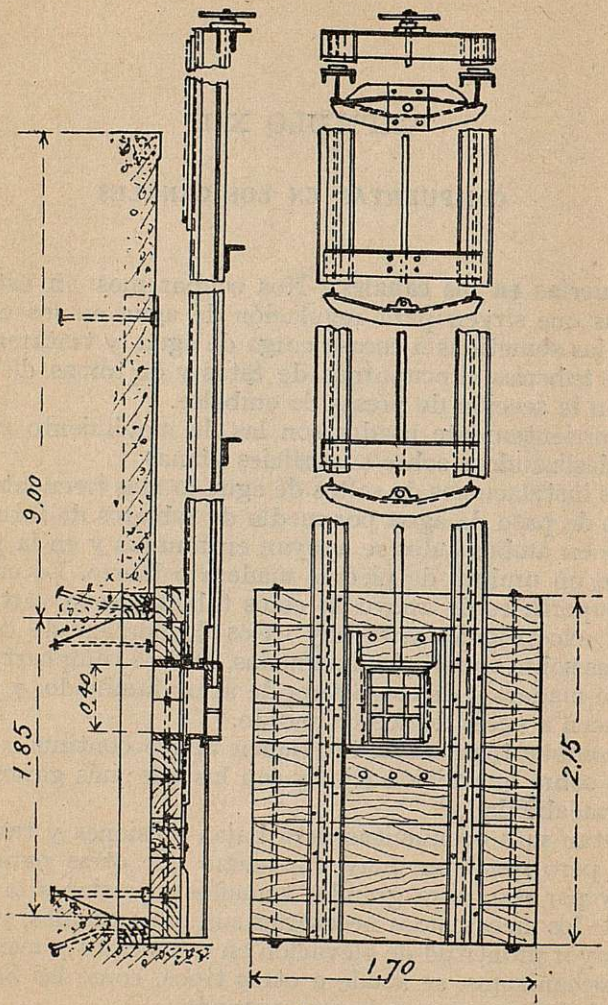


Fig. 252.

casa altura y estando unido a él la barra de elevación de la compuerta. Cuatro tornillos pasantes, empotrados en el tablero inferior, penetran holgadamente en agujeros del superior, sobresaliendo sobre su borde y constituyendo, por arandelas y tuercas, un tope al movimiento independiente del tablero superior. Estando la compuerta

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cerrada, se abre el tablero superior y penetra el agua por la abertura que queda entre los dos. El agua entrante crea una contrapresión en el paramento de agua abajo de la compuerta, que contrarresta la presión sobre el paramento de agua arriba, pudiendo llegar hasta equilibrarla; y entonces, o antes, con escaso esfuerzo, se puede abrir el tablero inferior con el mismo mecanismo que el superior.

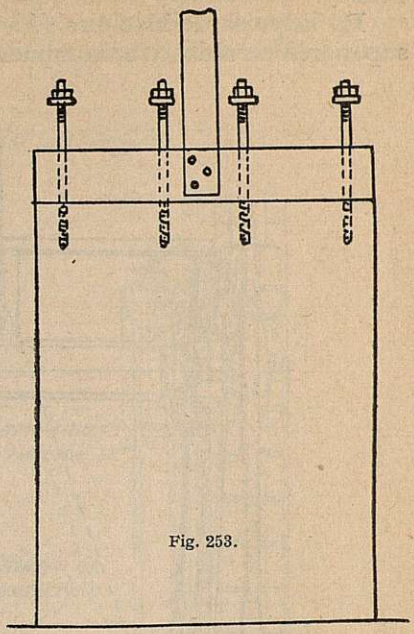
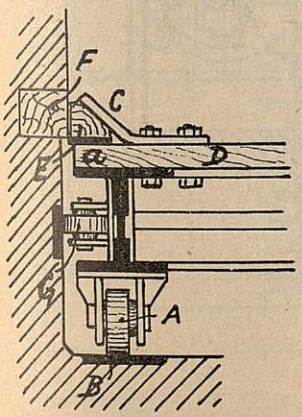


Fig. 253.

Compuertas con disposición de rodadura.—Para disminuir en las grandes compuertas el esfuerzo necesario para determinar el movimiento de las deslizantes, en algunas disposiciones se interponen, entre la compuerta móvil y los contornos laterales fijos de apoyo, ruedas que unas veces tienen sus ejes fijos a la compuerta, como indican las figuras 254 y 255, y otras, como en las Stoney, forman los rodillos un tren independiente de la compuerta.



Impermeabilización y apoyo de las compuertas de la presa en el río Veaver (Inglaterra)

Fig. 254.

En la figura 255, que representa una compuerta tipo vagón, ésta tiene disposición de cuña, es decir, que la abertura que cierra la compuerta tiene menor dimensión en su borde inferior que en el superior, y en este caso deben graduarse cuidadosamente la altura de las guarniciones horizontales de apoyo de los bordes de la compuerta, para que a la vez que encajen los bordes verticales asienten aquéllos. En dicho caso, la compuerta lleva cuatro ruedas que corren sobre dos carriles fijos verticales agua abajo de la compuerta, y además otros cuatro pares de pequeñas ruedas de guías de las anteriores.

En general, la impermeabilización de las compuertas de ruedas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

puede conseguirse de modo análogo al que se indicó para las Stoney.

En la presa de Marklisa (Alemania), para uno de los desagües superiores cerrados con compuertas que pueden llegar a soportar

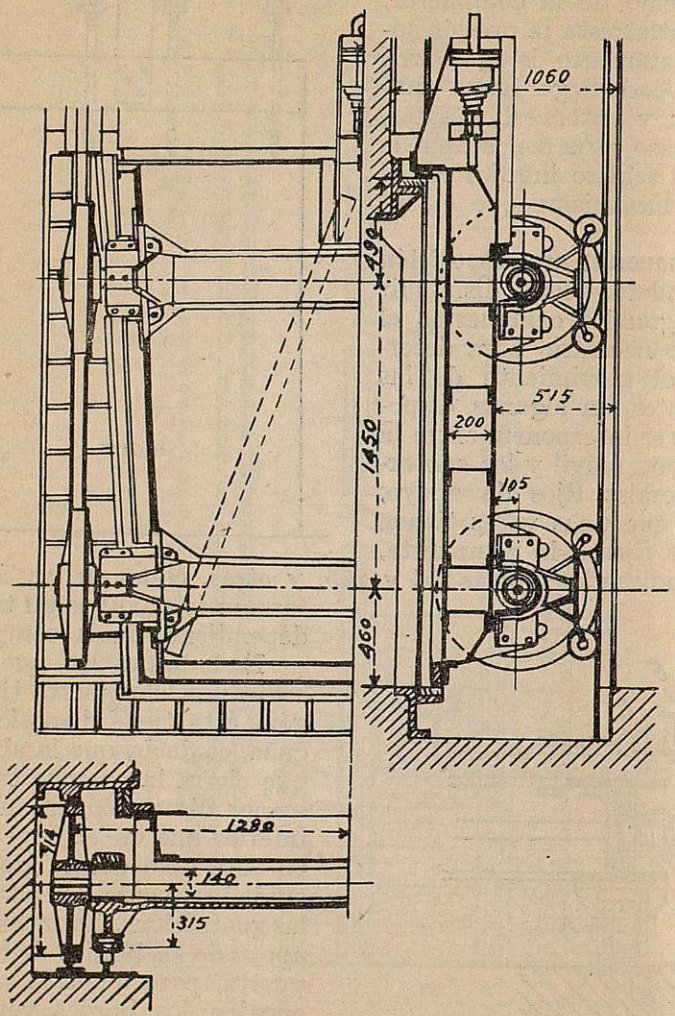


Fig. 255.

13 m de carga, que representan por compuerta 53 600 kg de presión, se colocaron en cada una de ellas, para facilitar el movimiento, cuatro pares de rodillos de 0,35 m de diámetro, que rodaban sobre carriles de acero, siendo aquéllos guiados por un saliente de éstos.

Compuertas Oruga.—Otra clase de compuertas con rodillos que

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en la actualidad se emplea mucho es el de *oruga* tipo Broome, que se indica en la figura 256 y se ha usado hasta con 60 m de carga de agua. Cada borde vertical va equipado con una cadena continua de rodillos (*Caterpillar*) que rueda sobre un camino de rodadura colocado en la ranura correspondiente del estribo. Los rodillos elimi-

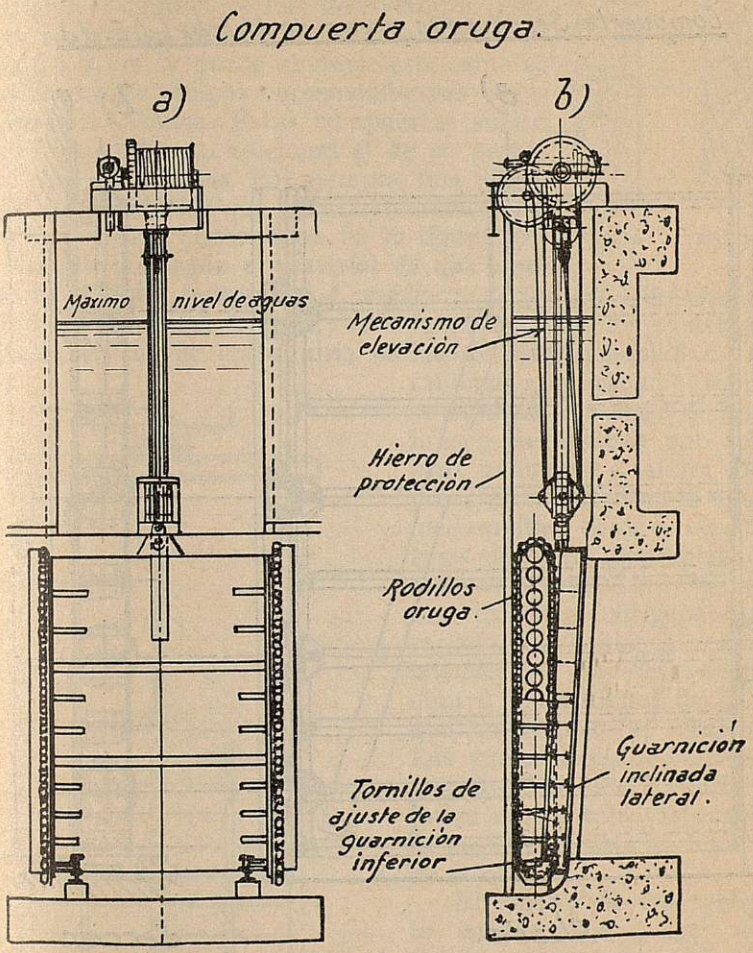


Fig. 256.

nan la fricción y permiten bajar la compuerta por su propio peso y emplear el torno como mecanismo de movimiento. La cadena de rodillos está formada por una serie de éstos de unos 10 cm de diámetro, espaciados 12,50 cm, y corre en una envolvente de hierro fundido fijada a la compuerta. El borde de ésta o guarnición móvil, que asienta sobre la guarnición fija, está en un plano de inclinación

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

aproximada de 1 de base por 25 de altura. Cuando estas dos superficies inclinadas toman contacto, la compuerta está en posición precisa de cierre del vano. Para que esto tenga lugar es necesario un ajuste del borde inferior de la compuerta, lo que se consigue con dos tornillos que pueden hacer variar la posición de aquél.

Compuertas Sernit.—Son una variante de las antes citadas com-

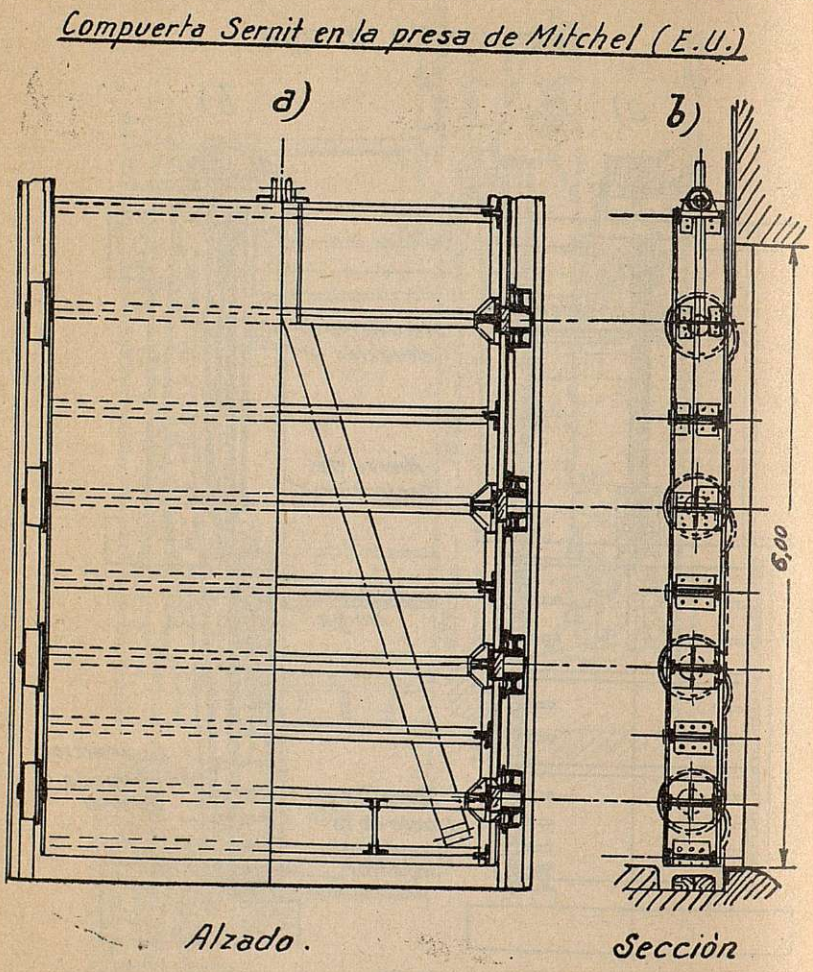


Fig. 257.

puertas de ruedas o compuertas vagón. En las Sernit la guarnición móvil que se aplica contra la fija al contorno de la abertura es vertical, y en el recorrido de la compuerta quedan ambas separadas unos 2 ó 3 cm una de otra. Pero al llegar a enfrentarse la compuerta con la abertura que ha de cerrar, las ruedas se alojan en correspon-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

dientes depresiones de sus carriles, de modo que la guarnición móvil quede aplicada contra la fija.

Al empezar el movimiento ascensional de la compuerta hay que vencer la resistencia que representa la separación de la compuerta hacia agua arriba, es decir, el recorrido de las rampas que han de vencer las ruedas hasta conseguir el camino normal de rodadura. Pero dicha separación es sólo, como se ha dicho, de unos 2 a 3 cm, y puede aliviarse este esfuerzo suavizando las rampas correspondientes a las depresiones citadas. Estas compuertas suelen requerir un esfuerzo adicional al de su propio peso para ser bajadas. Por ejemplo, una disposición de husillo, de que luego hablaremos. Un tipo de aquéllas puede verse en la figura 257.

Fig. 258.

Fig. 259.

Compuertas según el material de que esencialmente están formadas.—*Compuertas de madera.*—Se emplean para luces inferiores a 5 m. Para luces mayores los tableros se alabearían y no se conseguiría suficiente impermeabilidad. Los tablones que forman el tablero se cepillan a lo largo de las fibras y se colocan uno sobre otro, uniéndose a ranura y lengüeta practicadas en la misma madera (fig. 258), o con pletinas de hierro que entran en ranuras practicadas en los mismos tablones contiguos (figura 259). Los tablones se unen, además, con traveseros de madera o guarniciones de hierro que solidarizan el conjunto. Las guarniciones de hierro sirven también como puntos de unión de los tableros con las disposiciones para la elevación de éstos.

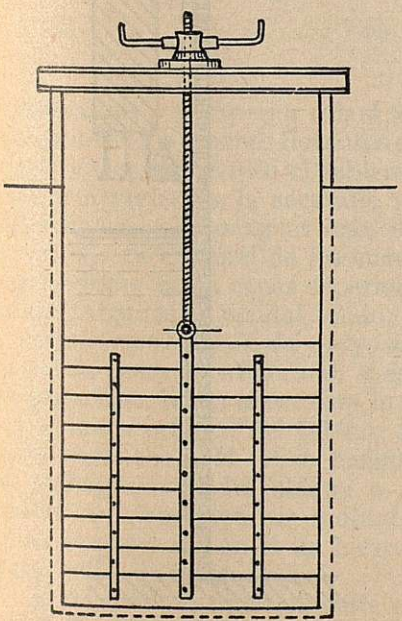


Fig. 260.

El espesor de los tableros lo calcularemos luego; pero debe tenerse en cuenta que no se emplean de menos espesor que 5 cm.

Un ejemplo de compuerta sencilla de madera es el que indica la figura 260. Otros ejemplos se representan en las 261 y 262.

Para mayores profundidades de 2,50 a 3 m se divide a veces el tablero en dos partes, que se mueven o sobre el mismo plano vertical (tableros superpuestos) o sobre planos verticales paralelos inme-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

diatos (tableros yuxtapuestos) (fig. 262). Es conveniente que la división de los tableros en otros dos se haga de manera que para cada uno de ellos la presión hidráulica resultante sea la misma; y así, el tablero inferior será de menor altura que el superior, y ambos

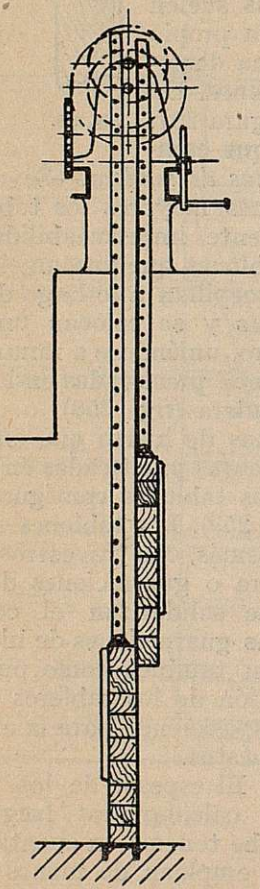


Fig. 261.

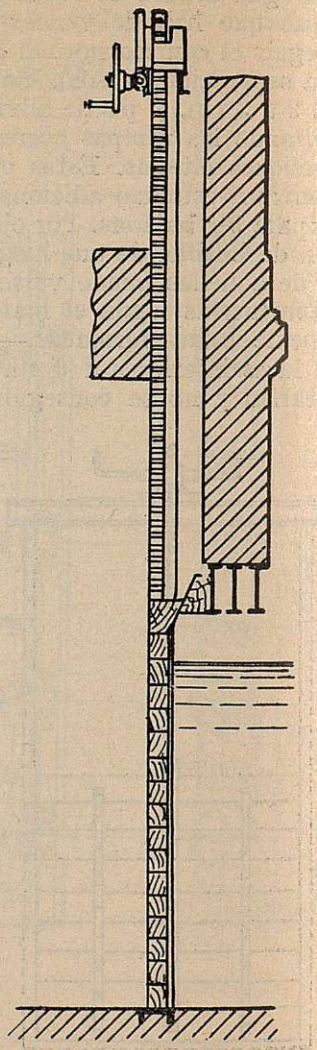


Fig. 262.

requerirán la misma fuerza de elevación. Para obtener esta igualdad de división en dos de la presión total representada en la figura 263 por el triángulo *oab*, se hace la construcción clásica que en ella se indica.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Cuando se divide el tablero en dos superpuestos, el superior puede considerarse como compuerta auxiliar (fig. 253), como antes se ha hecho referencia.

En las compuertas de los reguladores colocados en los bocales conviene dividir el tablero en dos yuxtapuestos y dar a cada uno de ellos una disposición exclusiva para la elevación, independientemente de la otra. Así, en estiaje se levantará sólo el tablero inferior,

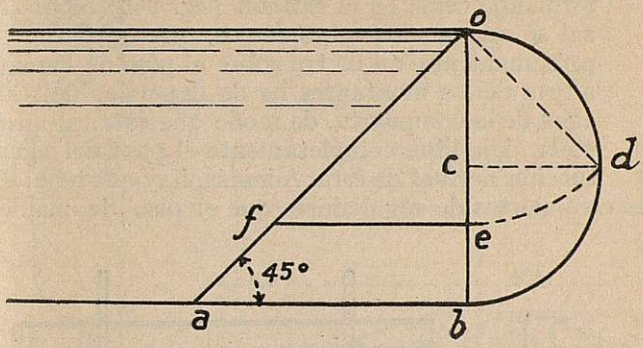


Fig. 263

y éste mismo o el superior calará lo suficiente en el agua para evitar que parte de los cuerpos flotantes sean arrastrados al canal. En altas aguas, se levantará sólo el tablero superior, y conviene que la sección de desagüe sea la necesaria para que dicho tablero o el dintel del vano cale en las aguas unos 0,50 m, para evitar análogamente la entrada en el canal de los cuerpos flotantes. De esta manera el agua se toma en las capas superiores, que son las menos cargadas de caudal sólido.

Impermeabilización del apoyo del tablero en los bordes del vano. En el umbral, si éste es de piedra de grano fino, basta alisar ésta lo necesario para que el borde inferior del tablero se aplique perfectamente sobre él. Pero cuando el umbral es de hormigón o piedra blanda o dura de grano grueso, conviene crear un umbral más resistente y liso, empotrando en él un hierro en T o en U, como indica la figura 264.

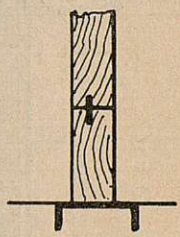


Fig. 264.

En el umbral, especialmente en las compuertas de desagües de fondo o en las presas de compuertas, conviene que no quede parte alguna entrante en la que se puedan detener y fijar las gravas y arenas que arrastre el agua.

La impermeabilidad en la unión de los dos tableros parciales superpuestos, cuando el tablero total se divide en esta forma, se consigue cepillando bien los cantos de apoyo. Y cuando los dos tableros son yuxtapuestos, dicha impermeabilidad se obtiene añadiendo a

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ellos tablones cortados en forma de cuña, como indica la figura 265.

La impermeabilidad lateral se consigue con el simple apoyo de los bordes acepillados del tablero sobre pletinas de hierro empotradas en las ranuras o sobre los brazos cortes de hierro en U que revisten aquéllas. Lo corriente es que el marco que forma la estructura de sostén y de deslizamiento de la compuerta esté constituído por hierros en U, simples en el umbral y montantes y dobles, formando cepo, en el cabezal (fig. 266). Sobre el cabezal se apoyan los mecanismos, que quedarán elevados próximamente un metro sobre el piso de maniobra. La altura de los montantes ha de depender del calado de agua de la compuerta, de modo que ésta, al quedar elevada, deje libre completamente el paso del agua en situación normal de ésta. Además, hay que tener en cuenta en las compuertas de reguladores que el piso de maniobra ha

Fig. 265.

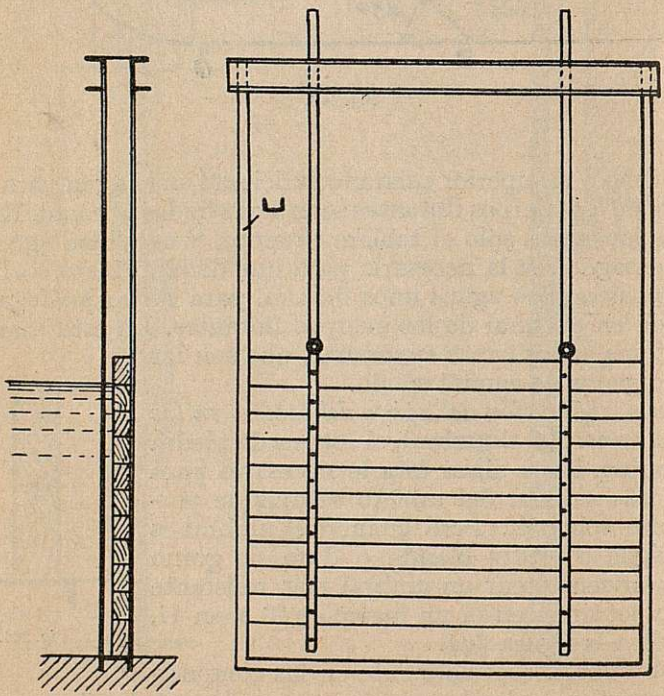


Fig. 266.

de quedar por encima del nivel de máximas riadas y, como hemos dicho, próximamente un metro más alto el cabezal.

Compuertas de hierro.—Las compuertas pequeñas se hacen a veces de hierro o acero fundido (fig. 267). Pero no son recomendables,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

especialmente las de hierro fundido, por su escasa resistencia a los choques, lo que puede ocasionar roturas y a veces pueden presentarse serias dificultades para extraer los fragmentos. En Jonage los tableros del regulador de entrada se hicieron de hierro fundido, y durante la explotación se rompieron varias veces; y cuando las obras de la toma de agua sufrieron, por otras causas, grandes

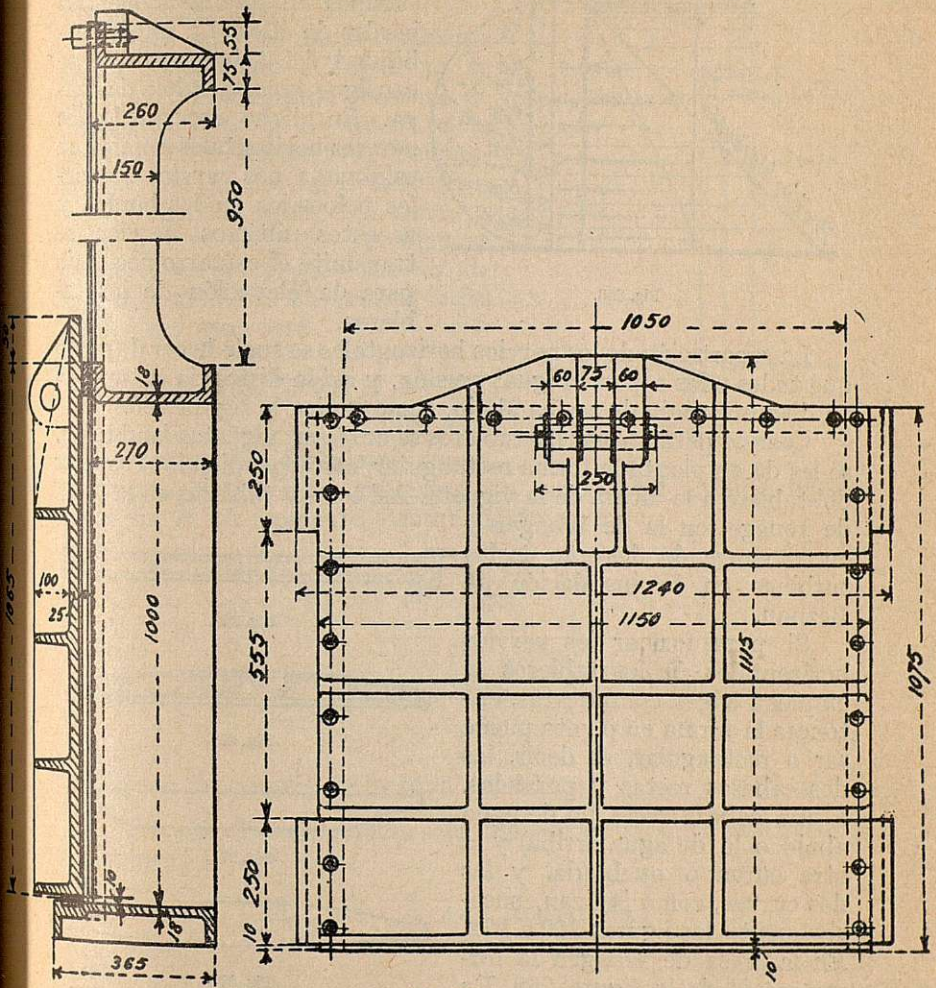


Fig. 267.

desperfectos, al reconstruirlas se colocaron tableros de hierro forjado.

En el salto de Bolarque (España) tuvieron una grave avería, que fué difícil remediar, por rotura de una compuerta de fundición en un desagüe de fondo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Cuando las dimensiones de las compuertas dan, al proyectarse de madera, secciones para ésta que no están dentro de las comerciales, se acude al hierro laminado.

En esencia, estos tableros están formados por un entramado metálico hecho con hierros perfilados, que transmite la presión que recibe a las ranuras de las pilas o estribos en que se alojan los bordes de ellos. La impermeabilidad del tablero mismo se consigue recubriéndolo de chapa. En dicho entramado los nervios horizontales refieren su esfuerzo a dos nervios verticales colocados en los bordes, y a estos últimos nervios se transmite el esfuerzo necesario para la elevación de los tableros.

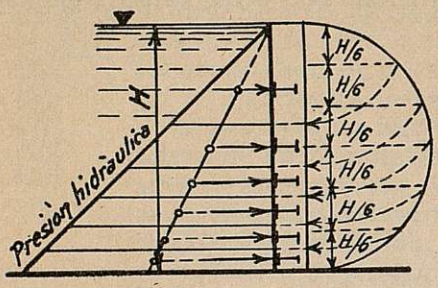


Fig. 268.

La repartición de los nervios horizontales se suele hacer de modo que todos ellos soporten igual presión, y así la distancia entre ellos va disminuyendo de arriba abajo, como indica la figura 268.

Cuando para formar los tableros se emplean viguetas laminadas, se les da en planta la forma rectangular, correspondiendo el espesor del tablero a la altura de la vigueta. Así son los tableros en la toma de Jonage, en la de Wangen y en el cierre de desagüe de las turbinas en la instalación de Beznau.

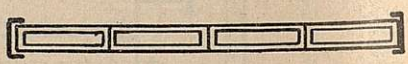


Fig. 269.

Si para formar los nervios horizontales de los tableros se emplean vigas compuestas, entonces la forma en planta puede ser o rectangular, es decir, las dos cabezas rectas y paralelas, o una cabeza recta (la de agua abajo o la de agua arriba) y la otra curva o quebrada, y las dos curvas, como indican, sucesivamente, las figuras 269 a 272. En la presa de Wangen la forma era la de la figura 269. En las compuertas de desagüe de Champ y en las de Mengíbar (España), la forma es la de la figura 271. En la instalación de Morbegno el contrapeso que equilibra parte del peso de la compuerta pasa por el interior del tablero, y por esto la sección de éste es de la forma de la figura 272. En Chevres y en Avignonet, la cabeza de agua arriba de las compuertas es recta y la de agua abajo parabólica.

Fig. 270.

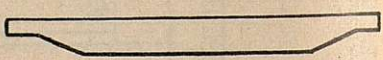


Fig. 271.

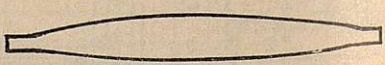


Fig. 272.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En estos tableros la impermeabilización se consigue de análogo modo que en los tableros de madera, y cuando la luz es grande y se emplean rodillos, las disposiciones de impermeabilización son las que indicamos al tratar de las presas de compuertas Stoney.

Cálculo estático de los tableros de las compuertas.—*Compuertas de madera.*—Consideremos una zona de tablero de 0,01 m de altura a la profundidad t (figura 273). Suponemos la presión del agua uniformemente repartida sobre esta zona, es decir, que el trapecio de carga se convierta en rectángulo. La luz de la compuerta es l. La presión total sobre dicha zona será

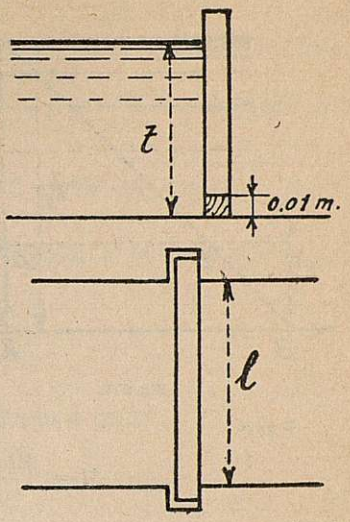


Fig. 273.

$$P = l \cdot 0{,}01 \cdot t \cdot 1\,000 = 10 \cdot l \cdot t$$

Si suponemos que dicha zona forma una viga apoyada en sus extremos con carga total uniformemente repartida P, el momento flector máximo será:

$$M = \frac{P \cdot l}{8}$$

Pero

$$M = \frac{R \cdot I}{v}$$

Y en el rectángulo de la zona considerada $\frac{I}{v} = \frac{1}{6} \cdot 0{,}01 \cdot e^2$.

Y R tratándose de madera será 600 000 kg por m². Sustituyendo tendremos:

$$\frac{10 \cdot l \cdot t \cdot l}{8} = \frac{1}{6} \cdot 0{,}01 \cdot e^2 \cdot 600\,000 \text{ kg}$$

o sea

$$e^2 = \frac{10 \cdot l^2 \cdot t \cdot 6}{8 \cdot 0{,}01 \cdot 600\,000} = \frac{l^2 \cdot t}{800} \qquad e = \frac{l}{20}\sqrt{\frac{t}{2}}$$

Cálculo de los tableros de hierro.—*Chapa de recubrimiento.*—Consideremos una chapa apoyada en dos nervios horizontales. Vamos a suponer que la carga que soporta es constante por unidad de superficie e igual a la que produce la carga uniforme debida a la profun-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

didad t_1 (fig. 274); es decir, que el trapecio de carga $ABED$ se sustituye por el rectángulo $ABCD$. Suponemos que la longitud de la chapa en el sentido horizontal sea l y que el espesor lo llamamos e, y vamos a calcular éste suponiendo la chapa como viga apoyada en sus extremos y de luz m.

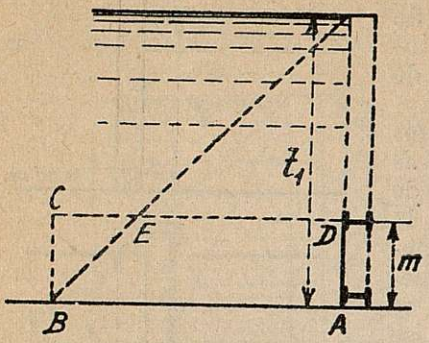


Fig. 274.

La carga total que soportará la chapa será: $P = m \cdot l \cdot t_1 \cdot 1\,000$ kilogramos.

El momento flector máximo será:

$$M = \frac{P \cdot m}{8} = \frac{m^2 \cdot l \cdot t_1 \cdot 1\,000}{8}$$

Pero

$$M = \frac{RI}{v} \qquad \frac{I}{v} = \frac{1}{6} l \cdot e^2$$

luego

$$\frac{m^2 \cdot l \cdot t_1 \cdot 1\,000}{8} = \frac{1}{6} l \cdot e^2 \cdot R$$

de donde

$$e^2 = \frac{6\,000 \cdot m^2 \cdot t_1}{8R} \qquad e = \frac{m}{2}\sqrt{\frac{3\,000 t_1}{R}} = 5 \times m \cdot \sqrt{\frac{30}{R} t_1}$$

Si suponemos que la fórmula anterior corresponde a la chapa inferior de la figura 275, las chapas siguientes tendrán por espesor

$$e_2 = 5 \times n\sqrt{\frac{30}{R} t_2} \qquad e_3 = 5 \times 0\sqrt{\frac{30}{R} t_3}$$

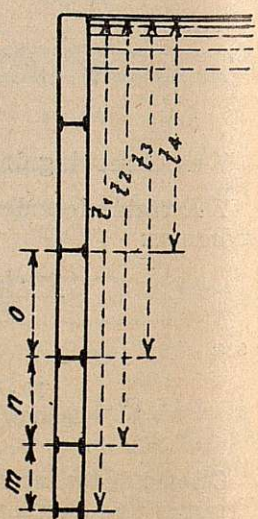


Fig. 275.

Según la fórmula de Bach, la carga unitaria para el palastro es (chapas de forma rectangular semiempotradas en su contorno)

$$T = \frac{0{,}6\left(\frac{b}{2}\right)^2 \cdot 2p}{S^2\left(1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2\right)} \qquad \text{siendo} \qquad a > b$$

T = carga unitaria en kg/cm², que será 1 000 kg/cm²; a y b, longitud y ancho del

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

rectángulo en cm; p, presión sobre la superficie en kg/cm², la media de las que reinen en el rectángulo; s, espesor del palastro en centímetros.

Cálculo de los nervios horizontales de los tableros metálicos.—Hacemos la misma hipótesis de reparto de presión.

Así, la segunda vigueta o nervio a de la figura 275 soportará la presión

$$P = \frac{1}{2}[m \cdot l \cdot t_1 \cdot 1\,000 + n \cdot l \cdot t_2 \cdot 1\,000] = 500l[mt_1 + nt_2]$$

Análogamente, la presión sobre el nervio b será: $500l \cdot (n \cdot t_2 + ot_3)$, etcétera.

Se procura que

$$m \cdot t_1 + nt_2 = n \cdot t_2 + o \cdot t = ...$$

El momento flector máximo en la vigueta a será:

$$\frac{P \cdot l}{8} = \frac{500l^2}{8}(mt_1 + nt_2) = \frac{125}{2} l^2(mt_1 + nt_2)$$

y esto ha de ser igual a $\frac{RI}{v}$, en que R es la carga de seguridad del material, e $\frac{I}{v}$ es el momento resistente.

No creemos necesario ampliar estas indicaciones con las del cálculo de las vigas compuestas que forman la armadura de las de grandes dimensiones. No correspondería este detalle a la índole de la especialidad hidráulica.

Resistencias que hay que vencer para la elevación y descenso de las compuertas.—*Compuertas deslizantes.*—La resistencia en este caso comprende dos términos: uno correspondiente al rozamiento en virtud de la presión hidráulica a que está sometida la compuerta; otro, en el caso de elevación, debido al propio peso de ella. Este último término para el descenso se convierte en fuerza favorable.

Si llamamos:

F la fuerza necesaria en toneladas para equilibrar las resistencias en el ascenso y F' en el descenso;

A la superficie de la compuerta en metros cuadrados expuesta a presión hidráulica;

H la carga de agua sobre el centro de la compuerta, en metros;

K el coeficiente de rozamiento estático;

W el peso propio de la compuerta en toneladas,

Se verificará:

$$F = H \cdot A \cdot K + W$$
$$F' = H \cdot A \cdot K - W$$

El coeficiente K se toma igual a 0,60 para roce de madera y hie-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

rro sobre cualquiera de estos mismos materiales, o para bronce sobre madera o hierro. Pero si las dos superficies rozantes son de bronce, entonces $K = 0{,}45$.

Estos valores se aplican a los casos en que las compuertas están normalmente abiertas. Si han de permanecer mucho tiempo cerradas, se puede tomar el mismo valor de 0,60 cuando uno de los materiales rozantes es la madera. En los demás casos, conviene tomar valores 50 por 100 mayores. Para compuertas que están normalmente cerradas deben sólo usarse como superficies rozantes el bronce, pues la oxidación del hierro y acero en perfiles laminados o fundición produce un principio de soldadura que aumenta considerablemente la resistencia.

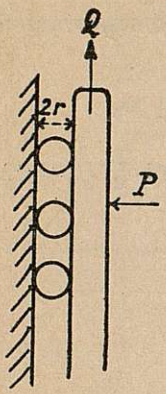


Fig. 276.

Cuando las compuertas correspondan a desagües de fondo y tras aquéllas se acumulan sedimentos, hay que tener en cuenta la presión de éstos además de la hidráulica, como se indicó al tratar del cálculo de los azudes, o considerar la suma de estas presiones como la de un flúido ideal con una densidad mayor que la del agua, 1,80, por ejemplo.

Compuertas con disposición de rodadura.—En el caso de las compuertas Stoney que se indica en la figura 276, la fuerza necesaria para equilibrar la resistencia del rozamiento de rodadura será $\frac{K'P}{2r}$, y la que exige la elevación de la compuerta será $F = \frac{PK'}{2r} + W$, siendo P la presión hidráulica, o sea AH, con la significación para estas letras como en el caso anterior. Aquella expresión se deduce de las consideraciones siguientes: la reacción del camino fijo de rodadura (fig. 277) sobre el rodillo se puede descomponer en una fuerza tangencial T y otra normal P, que no pasa por C (el rodillo se apoya en una faja estrecha); tomando momentos con respecto a C, tenemos $Q \cdot 2r = PK'$; de donde $Q = \frac{PK'}{2r}$ y Q es la resistencia debida al rozamiento de rodadura, es decir, el primer término del segundo miembro de la igualdad $F = \frac{PK'}{2r} + W$.

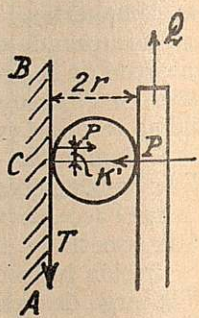


Fig. 277.

Para K' se puede tomar un valor comprendido entre 0,05 y 0,15 (Schoklitsch: *Wasserbau*, pág. 616).

Cuando la compuerta lleva ruedas con eje unido a ellas, es decir, el caso que representa la figura 278, entonces el valor de la resistencia a la rodadura se expresa por $\frac{P}{r}(K' + \mu a)$, en que K' es el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

coeficiente del caso anterior, a el radio de los gorrones de las ruedas y μ otro coeficiente de rozamiento de gorrones con sus cojinetes, que estando bien engrasados puede suponerse de 0,08 a 0,10, y si están medianamente conservados, μ debe quedar comprendido entre 0,10 y 0,20. En este último caso la fuerza necesaria para equilibrar las resistencias a la elevación de la compuerta será:

Fig. 278.

$$F = \frac{HA}{r}(K' + \mu a) + W$$

y para el descenso

$$F' = \frac{HA}{r}(K' + \mu a) - W$$

En caso de que por la forma de la superficie de la compuerta en contacto con el agua haya una componente vertical de la presión (dirección de abajo arriba) o de la subpresión (dirección contraria), hay que tener en cuenta estos componentes con el signo que les corresponda, según se considere elevación o descenso de la compuerta.

Compuertas Oruga.—Según el constructor E. B. Philips, que tiene la patente Broome de aquéllas, la fuerza necesaria para la elevación se compone de:

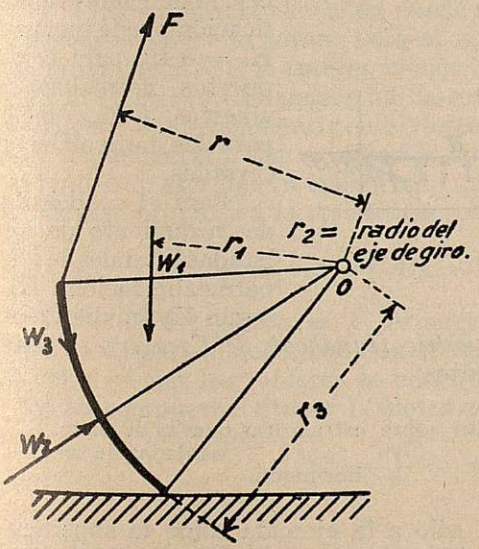


Fig. 279.

1.º La resistencia debida a la rodadura de los rodillos, que puede considerarse menor que el 5 por 100 de la presión hidrostática sobre la superficie de la compuerta (en fábrica dicha resistencia ha llegado sólo al 1 por 100).

2.º Peso propio de la compuerta.

3.º Compuerta vertical de la presión hidráulica.

A la suma de estos tres términos hay que restar:

4.º La subpresión sobre el borde inferior de la compuerta cuando está cerrada.

A esta suma se debe añadir un 50 por 100 de ella como margen de seguridad, para estar seguro del funcionamiento, aun en algún caso de falta de ajuste, entorpecimientos por materias interpuestas entre las ruedas, etc.

Compuertas Taintor.—La figura 279 indica las fuerzas que actúan:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

F La necesaria para equilibrar las resistencias a la elevación de la compuerta.
r El brazo de palanca de F tomando 0 como centro de momentos.
W_1 Peso propio de la compuerta.
r_1 Brazo de palanca de W_1.
W_2 Presión hidráulica total sobre la compuerta.
r_2 Radio de los gorrones de giro del eje de aquélla.
K_2 Coeficiente de rozamiento de estos gorrones.
W_3 Presión hidráulica sobre las bandas laterales de impermeabilización de la compuerta.
r_3 Brazo de palanca de la presión anterior W_3.
K_3 Coeficiente de rozamiento de las bandas de impermeabilización; tomando momentos con respecto a 0 y despejando el valor de F, tenemos

$$F = \frac{W_1 r_1 + W_2 r_2 K_2 + W_3 r_3 K_3}{r}$$

Los pesos pueden expresarse en toneladas o kilogramos. Las longitudes, en metros.

El coeficiente de rozamiento K_2 depende de los materiales rozantes, y los valores se dan en manuales o tratados de máquinas. Para cojinetes de bronce con deficiente lubrificación puede tomarse $K_2 = 0{,}45$, para compuertas normalmente abiertas, y $K_2 = 0{,}65$, para las normalmente cerradas.

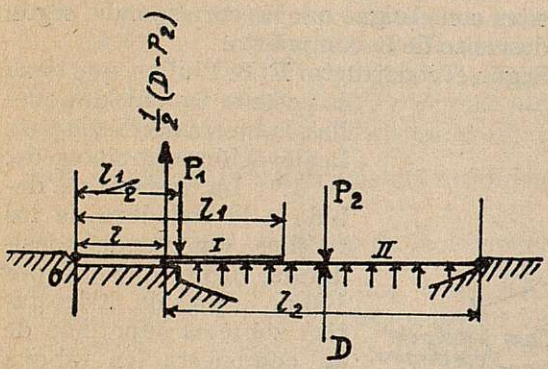


Fig. 280.

Para el coeficiente de rozamiento de las bandas laterales de impermeabilización K_3, según Hydraulic Committee de los E. U. (*Hydroelectric Handbook de Creager*), se pueden tomar los valores siguientes:

$K_3 = 0{,}64$ a $0{,}73$ para rozamiento sobre estructuras nuevas de acero.
$K_3 = 0{,}82$ a $0{,}88$ » » » » oxidadas de acero.
$K_3 = 0{,}56$ a $0{,}70$ » » » hormigón.

La presión W_3 se refiere sólo a la ejercida sobre la superficie de la banda que desliza. De todas las fuerzas la preponderante es el peso propio W_1.

Compuerta americana.—Las fuerzas que entran en juego son las siguientes (fig. 280):

P_1 peso de la puerta I; ancho de la puerta l_1; el brazo de palanca alrededor de O, eje de giro de I, es $\frac{l_1}{2}$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

P_2 peso propio de la puerta II, aplicada en su centro de gravedad.
D supresión en la compuerta II, aplicada tambien en el mismo centro.

Su diferencia $D - P_2$ da una reacción en el extremo libre de la II igual a $\frac{1}{2}(D - P_2)$ con un brazo de palanca alrededor de O de l.

Suponiendo que la subpresión D sea lo suficiente para equilibrar las otras fuerzas, es decir, que se necesitara que la subpresión sea mayor que D para levantar las puertas, tomando momentos con respecto a 0 tendremos

$$\frac{1}{2}\left(D - P_2\right)l = P_1 \frac{l_1}{2}$$

de donde

$$D = \frac{P_1 l_1 + P_2 l}{l}$$

Mecanismos para el movimiento de las compuertas y algunos datos para su cálculo.—En las compuertas deslizantes o con disposición de rodadura, o en las Taintor, el peso propio es mayor que la resistencia al rozamiento determinada por la presión hidráulica; entonces la acción de aquél basta para el descenso y el elemento transmisor de la fuerza para la elevación puede ser flexible, cable o cadena, y emplearse para ello torno. Pero si no basta para el descenso el peso propio, es decir, si éste es menor que aquella resistencia, entonces el elemento transmisor ha de ser rígido y el mecanismo de movimiento ha de transmitir en el descenso, por medio de aquél, la fuerza suplementaria que se necesite. Así, por ejemplo, en las compuertas deslizantes hemos encontrado que la resultante F que equilibra el peso propio y a la resistencia, tiene la expresión

$$F' = HAK - W$$

Si $W > HAK$, entonces F' es negativa, es decir, que el peso propio basta para el descenso. Con el fin de conseguir esto, en algunas instalaciones los tableros se hacen de hormigón armado.

En las compuertas Stoney la fuerza necesaria para el descenso es

$$F' = \frac{PK'}{2r} - W$$

En éstas siempre $W > \frac{PK'}{2r}$ y, por lo tanto, descienden por su propio peso.

Lo mismo ocurre con las oruga.

En las de rodadura con ruedas de eje fijo a la compuerta

$$F' = \frac{HA}{r}(K' + \mu a) - W$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si el último término del segundo miembro es mayor que el primero de dicho segundo miembro, entonces la compuerta desciende por su propio peso.

En las compuertas Taintor (fig. 279), al cambiar en el descenso los signos de las fuerzas W_3K_3 y W_2K_2, se obtendría

$$F' = \frac{W_2r_2K_2 + W_3r_3K_3 - W_1r_1}{r}$$

y por ser preponderante el peso de W_1, la expresión resulta negativa y las compuertas descienden por su propio peso.

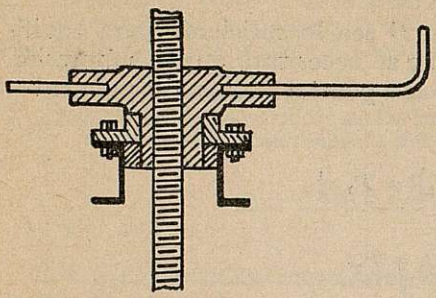


Fig. 281.

Una disposición sencilla de mecanismo de movimiento para compuerta pequeña es la que indican las figuras 260 y 281, y consiste en un husillo unido al tablero que penetra en una tuerca fija al puente, de modo que está sujeta sólo a un movimiento de rotación impreso por los brazos que lleva, y se determina así el ascenso o descenso del husillo y tablero. La figura 282 representa una modificación de la transmisión anterior. El movimiento de la fuerza se consigue con un engranaje cónico.

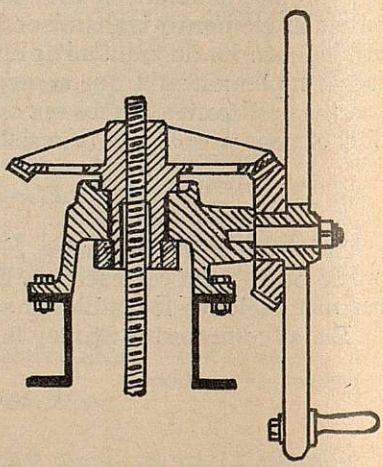


Fig. 282.

La figura 283 indica otra disposición sencilla, que consiste en volante con tornillo sin fin en su eje, que engrana con rueda que en su eje lleva un piñón que engrana con cremallera o escalerilla unida a la compuerta.

Las figuras 284 *a-b* y la esquemática 285 indican un mecanismo algo más complicado y se aplica a compuertas cuya luz oscile entre 2 y 4 m. Consiste en una manivela, que por el intermedio de un engranaje cónico mueve un eje horizontal en cuyos extremos hay dos tornillos sin fin que engranan en dos ruedas dentadas; en los ejes de éstas hay dos piñones que engranan, a su vez, en dos cremalleras o escalerillas sujetas a los tableros.

Las figuras 286, 287 y 288 indican disposiciones esquemáticas. Las 286 y 287, aplicables a torno con cable o a cremallera. La 288 es una combinación de torno y aparejo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

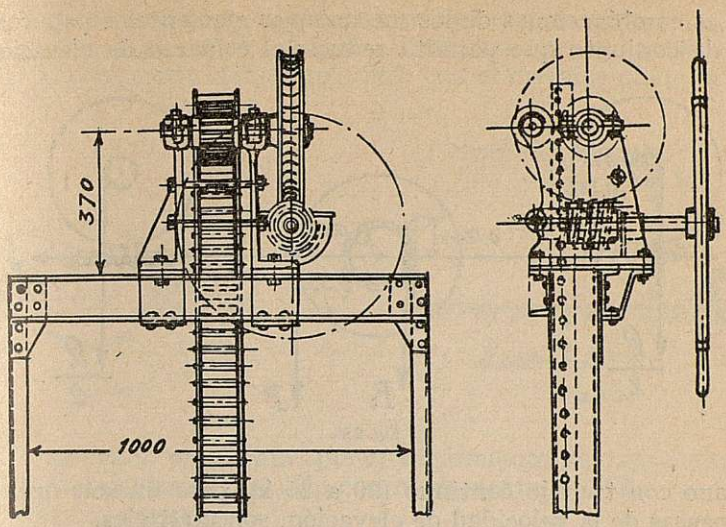
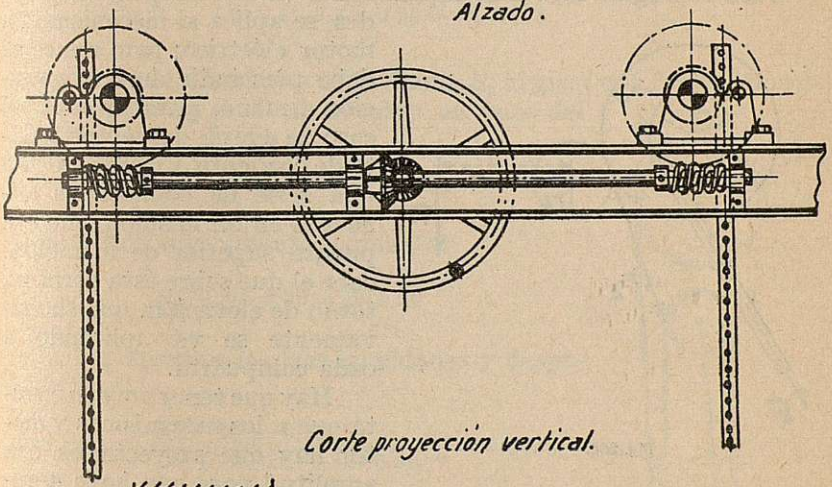


Fig. 283.



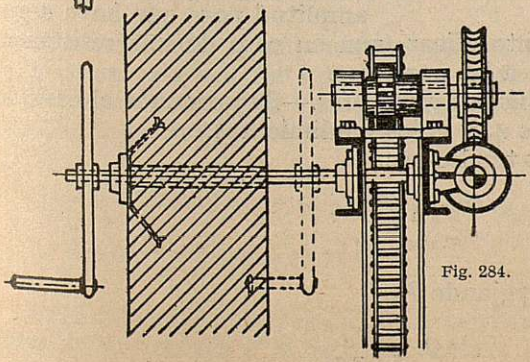


Fig. 284.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las combinaciones de los mecanismos elementales para formar uno de conjunto que permita reducir el esfuerzo de elevación al

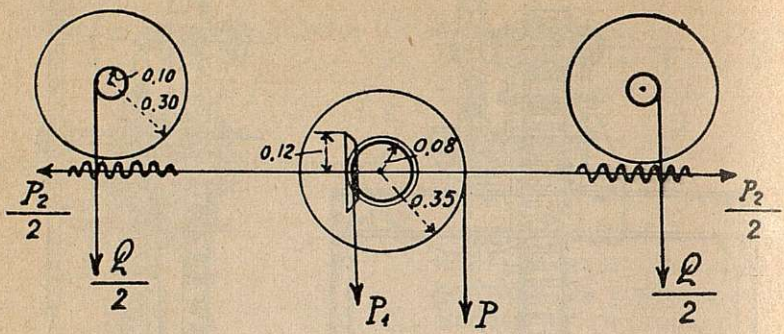


Fig. 285.

humano con trabajo continuo (20 a 25 kg para un solo operario) a expensas de la velocidad de elevación, son múltiples.

Para conseguir ésta más rápidamente en las compuertas grandes, se aplica al mecanismo un motor eléctrico; pero nunca se debe prescindir de la disposición a mano, para precaver el caso de avería del motor o falta de corriente. Cuando existen una serie de compuertas alineadas en un mismo plano con puente superior de maniobra, cabe el que sobre ésta corra un torno de elevación, que sucesivamente se va aplicando a cada compuerta.

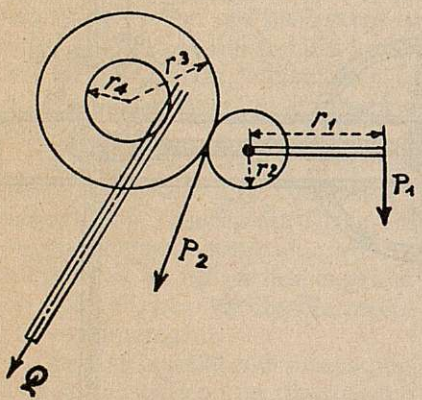


Fig. 286.

Hay que tener muy en cuenta que a los mecanismos y motor hay que proyectarlos con amplitud para que haya seguridad de funcionamiento eficaz, aun en caso de una resistencia accidental que se sume a las normales.

Cálculo de los mecanismos elevatorios.—Supongamos el caso de la figura 286. Llamemos η_1 y η_2 los rendimientos.

Tomando momentos tendremos:

$$P_1 r_1 \eta_1 = P_2 r_2$$
$$P_2 r_3 \eta_2 = Q r_4$$

Multiplicando y despejando P_1

$$P_1 = Q \frac{r_2 r_4}{r_1 r_3 \eta_1 \eta_2}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Los rendimientos η_1 η_2 son, aproximadamente, 0,90.

Ejemplo.—Queremos calcular el esfuerzo que se necesita para elevar la compuerta del croquis 289, con el mecanismo de la figura 285; teniendo en cuenta que el rendimiento de engranajes sea de 0,90 y el del tornillo sin fin con rueda dentada 0,70,

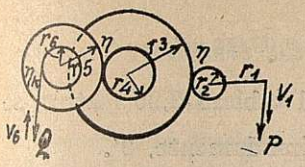


Fig. 287.

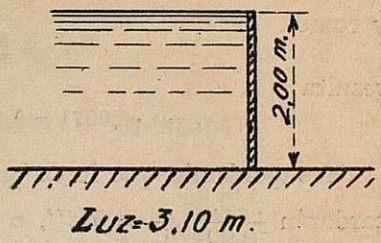


Fig. 289.

Tomemos momentos:

$$P \cdot 0,35 \cdot 0,90 = P_1 \cdot 0,08$$

Igualando los trabajos de la fuerza P_1 al girar una circunferencia de radio 0,12 con el P al avanzar un paso del tornillo

$$P_1 \cdot 2\pi \cdot 0,12 \cdot 0,70 = P_2 \cdot 0,04$$

Tomando nuevamente momentos

$$P_2 \cdot 0,30 \cdot 0,90 = Q \cdot 0,10$$

Multipliquemos las tres igualdades y despejemos P

$$P = \frac{0,08 \cdot 0,04 \cdot 0,10}{0,90^2 \cdot 0,70 \cdot 0,35 \cdot 2\pi \cdot 0,12 \cdot 0,30} Q = 0,0071Q$$

Determinemos Q, suponiendo que el peso de la compuerta sea 700 kg y que el coeficiente de rozamiento sea de 0,45 (bronce con bronce). Luz de la compuerta = 3,10 m

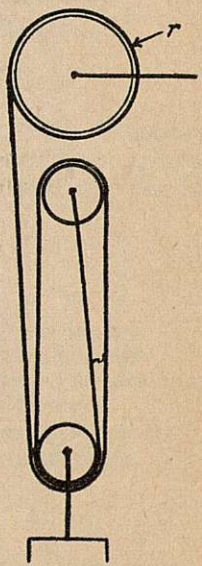


Fig. 288.

$$Q = \frac{2^2}{2} 1\,000 \cdot 3,10 \cdot 0,45 + 700 = 3\,490 \text{ kg}$$

$$P = 0,0071 \times 3\,490 = 24,77 \text{ kg}$$

Para determinar la velocidad de elevación igualaremos los trabajos de las fuerzas P y Q; y llamando v la velocidad con que el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

hombre mueve la manivela (de 0,60 a 0,80 m por segundo) y v_1 la velocidad del tablero, tendremos $Pv = Qv_1$. De donde

$$v_1 = \frac{Pv}{Q}$$

y como

$$P = 0{,}0071Q$$

resulta

$$v_1 = v \cdot 0{,}0071 = 0{,}60 \cdot 0{,}0071 = 0{,}00426 \text{ m/s}$$

Y suponiendo que haya que elevar el tablero 2,20 metros, se tardarán $\frac{2{,}20}{0{,}00426} = 517''$, o sea, aproximadamente, 9'.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XIV

TUBERIAS DE PRESION. GOLPE DE ARIETE

Tuberías de presión.—En los saltos de agua las conducciones o tuberías de presión tienen por objeto el conducir el agua desde la cámara de presión a las turbinas, en todas aquellas instalaciones en que, por la altura del salto, se requiere tal disposición para transformar la energía potencial de posición que tiene el agua en la cámara de presión, en energía potencial de presión que posee junto a la turbina y al final de la conducción forzada.

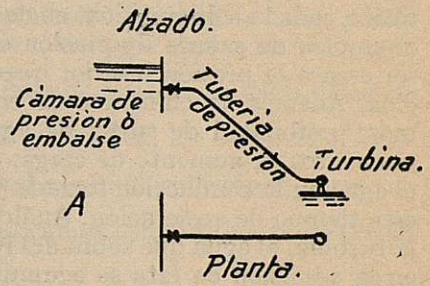


Fig. 290.

La tubería va unas veces directa y completamente cerrada desde la cámara de presión a la turbina (fig. 290). Otras se dispone un primer tramo de conducción forzada *a* (fig. 291), de escasa pendiente, hasta la que llamamos chimenea de equilibrio; a ésta sigue otro segundo tramo de pendiente más pronunciada, que une la

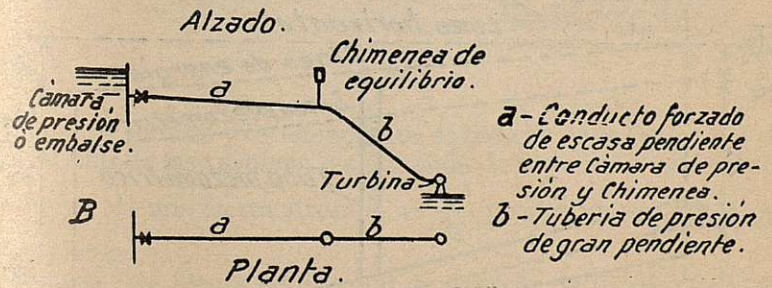


Fig. 291.

chimenea con la turbina. La primera disposición se adopta en aquellos casos en que la unión de la cámara de presión o del embalse origen de la conducción forzada se puede hacer siguiendo una línea de gran pendiente y de longitud relativamente escasa. La segunda disposición se emplea en aquellos otros en que la cámara de presión,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y más especialmente el embalse regulador, queda muy lejos de la casa de máquinas. Entonces la unión directa en conducción cerrada de ambas construcciones proporcionaría una gran longitud de tubería que quedaría sometida a la presión, no sólo derivada de la carga estática, sino también a la sobrepresión originada por el golpe de ariete, y al darle la resistencia debida resultaría de mucho coste. Además, al ser larga la conducción forzada, tardaría tiempo en acelerarse o decelerarse el agua en ella ante la demanda de más o menos caudal por parte de la tubería. La interposición, como se ha dicho (fig. 291), de una chimenea de equilibrio entre dos tramos de la conducción forzada hace que el golpe de ariete quede casi anulado en la chimenea de equilibrio, teniendo sólo que calcular para resistir toda la intensidad de éste sólo el segundo tramo *b*, llamado propiamente tubería de presión. El primer tramo sólo sufre ligera sobrepresión; y como tiene escasa pendiente, la carga suma de la estática, más la sobrepresión, es de poca importancia, y esto permite el empleo de galería de presión con o sin revestimiento, el que al ser escasa la presión interior queda sometido a tensión muy reducida. Además, la chimenea de equilibrio proporciona, como veremos, posibilidad de surtir de agua a la turbina en los primeros momentos de aumento de carga, dando tiempo para que se acelere el agua en la conducción forzada y disminuyendo, como se indicará, este tiempo de aceleración. Análogamente, al disminuir la carga en la turbina, el agua que sobra del régimen de caudal anterior al cierre en la admisión de ésta se acumula principalmente en la chimenea de equilibrio, disminuyendo la pendiente piezométrica en la tubería y acelerando el tiempo para producirse el nuevo régimen de velocidad en ésta.

La chimenea de equilibrio es, en esencia, un tubo vertical unido a la tubería, que suele llevar ensanchamiento superior, y cuyo borde

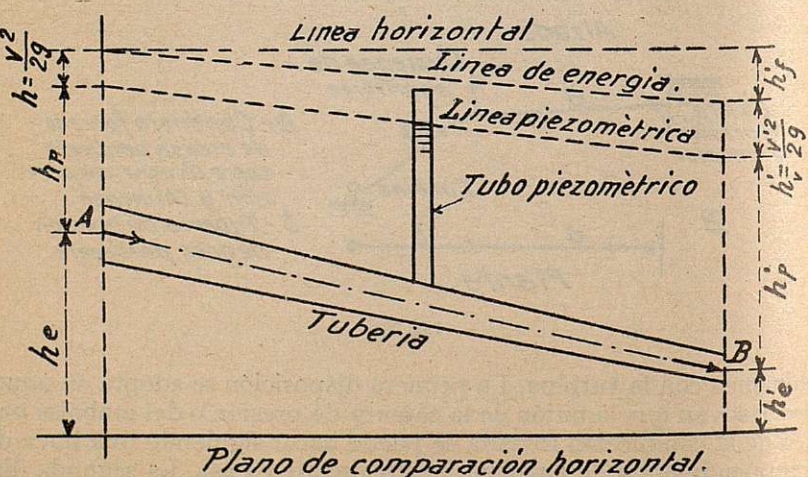


Fig. 292. Teorema de Bernouilli.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

alto queda por encima del nivel correspondiente a la carga estática, más a la debida a la sobrepresión originada por el golpe de ariete.

Con arreglo al teorema de Bernouilli, sabemos que si se consideran dos moléculas líquidas A y B (fig. 292) en una conducción cerrada, la suma de las alturas debidas a la velocidad $\left(h = \frac{v^2}{2g}\right)$ a la presión (h_p) y la de posición sobre un plano horizontal de comparación en la molécula A es igual a análoga suma en la molécula B, más la pérdida de carga h_f desde A a B. Es decir, que

$$\frac{v^2}{2g} + h_p + h_e = \frac{v'^2}{2g} + h'_p + h'_e + h'_f$$

Tomando desde el plano de comparación las alturas correspondientes en cada punto a la suma $h_e + h_p$, se forma la línea piezométrica, es decir, el lugar geométrico de los niveles de agua de tubos piezométricos conectados a la tubería. Análoga curva formada por $h_e + h_p + \frac{v^2}{2g}$ nos representa la línea de energía, es decir, línea de las energías potenciales de presión y cinética. La curva $h_e + h_p + \frac{v^2}{2g} + hf$ resultará una horizontal según el indicado teorema.

Si en una tubería de presión aplicamos este último, se formarán

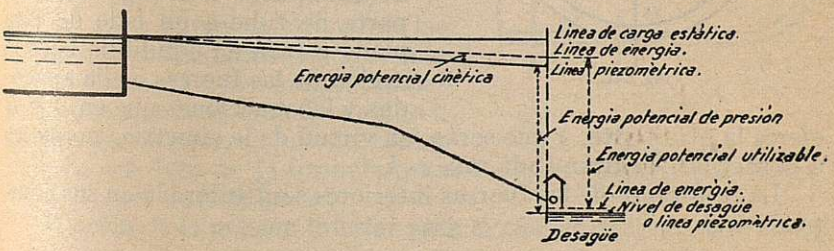


Fig. 293.

las curvas de presión y de energía que se indican en la figura 293. El agua, al salir de las turbinas, va animada de una cierta velocidad v_1 que representa una cierta altura $h_1 = \frac{v_1^2}{2g}$ proporcional a la energía que se pierde.

Tomada esta altura en el canal de desagüe, la diferencia de nivel entre las líneas de energía en la tubería junto a la turbina y en el desagüe nos da la altura de salto aprovechable que representa una energía a la que habrá que restar la pérdida en la turbina, según el rendimiento de ésta.

Esfuerzos a que está sometida la tubería.—Son los siguientes:

1.º Esfuerzos de tensión en el sentido de la tangente a la circunferencia de sección transversal, debidos a la presión interior.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

2.º Esfuerzos debidos al peso del terraplén o a la diferencia de presión interior en una misma sección transversal en caso de que esta diferencia no sea despreciable.

3.º Esfuerzos longitudinales debidos a la flexión cuando no tiene la tubería apoyo continuo.

4.º Esfuerzos longitudinales debidos a las diferencias de temperatura.

5.º Esfuerzos correspondientes a los codos.

6.º Esfuerzos accidentales debidos a choques de bloques desprendidos de la ladera o sufridos aquéllos durante el transporte.

Cálculo del espesor teórico de la tubería, suponiendo resiste sólo a la presión interior.—*Reacciones moleculares transversales.*—Consideremos un trozo de tubo de 1 m de longitud en el sentido de su eje. El caso que nos interesa es el de que el espesor es muy pequeño en relación con el diámetro, que es el corriente en estas tuberías de presión.

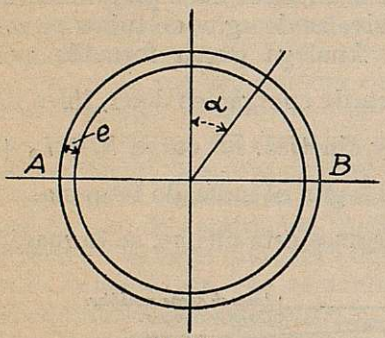


Fig. 294.

Llamemos D el diámetro interior del tubo; e el espesor; p_i la presión unitaria interior; p_a la presión unitaria exterior; k la carga práctica de trabajo.

Supongamos un plano meridiano cualquiera AB (fig. 294). La parte de tubo a un lado de este plano estará en equilibrio bajo la acción de las fuerzas a ella aplicadas y las reacciones que en A y B ejerce la otra parte, y que serán, en virtud de la simetría, normales a la sección. Valdrán cada una $e \cdot k$.

La resultante de las fuerzas interiores será valorada en sus componentes:

$$\text{Componente vertical: } P_{iv} = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} p_i \cdot ds \cdot \cos\alpha = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} p_i \cdot \frac{D}{2} \cdot d\alpha \cdot \cos\alpha =$$

$$= \frac{p_i D}{2} \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} \cos\alpha \cdot d\alpha = \frac{p_i D}{2} \left[\operatorname{sen}\alpha \right]_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} = p_i \cdot D$$

$$\text{Componente horizontal: } P_{ih} = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} p_i \cdot ds \cdot \operatorname{sen}\alpha = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} p_i \cdot \frac{D}{2} d\alpha \cdot \operatorname{sen}\alpha =$$

$$= \frac{p_i D}{2} \left[-\cos\alpha \right]_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} = 0$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Es decir, que la resultante es normal al plano AB (como tenía que resultar por razón de simetría) e igual a $p_i D$.

Análogamente, la resultante de las presiones exteriores será también normal a AB e igual a $p_a(D + 2 \cdot e)$.

Ambas resultantes tendrán sentido contrario y estarán en la misma dirección. La resultante de las fuerzas interiores y exteriores tendrá que ser igual a $2 \cdot e \cdot k$. Tendremos así:

$$2 \cdot e \cdot k = p_i \cdot D - p_a(D + 2 \cdot e)$$

Y suponiendo que se desprecia $2 \cdot e$ en comparación de D, tendremos $2 \cdot e \cdot k = D(p_i - p_a) = D \cdot p$ poniendo $p = p_i - p_a$.

De donde

$$e = \frac{Dp}{2k} \qquad k = \frac{Dp}{2e}$$

Reacciones moleculares longitudinales.—Supongamos el caso de la figura 295 y cortado el tubo por una sección transversal. El esfuerzo total debido a la presión interior será $\frac{P\pi D^2}{4}$ y esto debe ser igual a $\pi \cdot D \cdot e \cdot k$; de donde $e = \frac{PD}{4k}$, mitad del valor anterior. Se ve que las reacciones moleculares transversales son el doble que las longitudinales en lo que afecta al trabajo debido a la presión interior, y, por lo tanto, debe hacerse uso de la fórmula primeramente obtenida para calcular el espesor de la tubería.

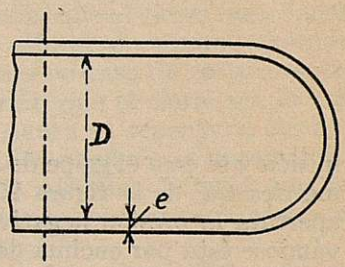


Fig. 295.

Fijación de la presión interior para el cálculo precedente.—Golpe de ariete.—Se denomina así a la variación de presión en una tubería por encima o por debajo de la presión normal ocasionada por rápidas fluctuaciones en el caudal. Por una rápida disminución en la

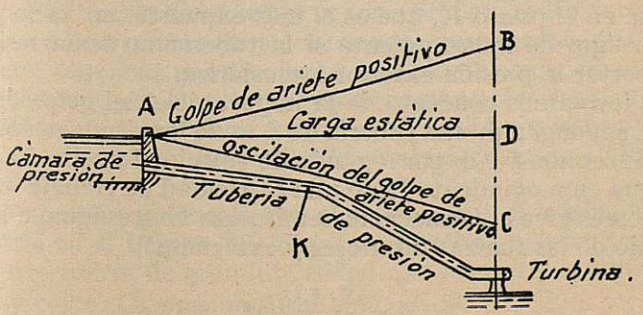


Fig. 296.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

carga de trabajo que sirve la turbina, el regulador automático cierra la admisión de agua, originándose un golpe de ariete positivo, como indica la línea piezométrica AB de la figura 296. Al cesar el movimiento de cierre termina la sobrepresión positiva AB y oscila ésta hasta adquirir una posición negativa AC con respecto a la línea de carga estática, próximamente a igual distancia por debajo de ésta que la AB. Y entre estas dos líneas va oscilando la presión, disminuyendo de intensidad, hasta que la oscilación queda amortiguada por el rozamiento, remolinos y cambios de dirección de los filetes líquidos.

Cuando la turbina demanda más agua, el regulador abre la ad-

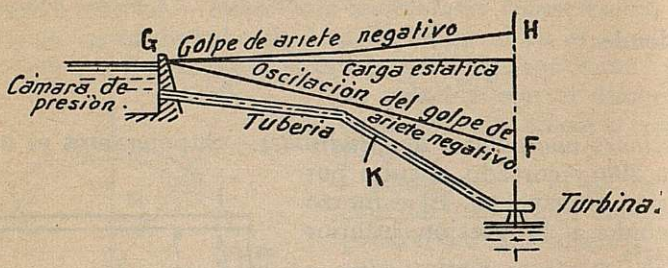


Fig. 297.

misión y se crea el golpe de ariete negativo que indica la línea piezométrica GF de la figura 297. Después que cesa el movimiento de apertura la presión negativa GF oscila hasta la positiva GH, elevándose ésta por encima de la línea de carga estática a menor distancia que la GH queda de ésta.

La tubería de presión debe proyectarse para resistir en cada punto a una presión interna correspondiente a la máxima que produce el golpe de ariete positivo AB (fig. 296). Además, la presión negativa AC (fig. 296) o GF (fig. 297), no debe quedar nunca por debajo en ningún punto de la arista superior del tubo, pues si se produjese en el punto K, que es el más expuesto, un vacío parcial, habría peligro de aplastamiento si la tubería no tenía resistencia para soportar la presión exterior atmosférica.

Para formarnos concepto de la importancia del golpe de ariete positivo, supongamos una tubería de L m de longitud, con S m cuadrados de sección y v m por segundo de velocidad media. La columna de agua en movimiento tiene una capacidad de trabajo (teorema de las fuerzas vivas: Variación de semifuerza viva es igual a la suma de trabajo de las fuerzas interiores y exteriores)

$$A = \frac{S \cdot L \cdot \gamma}{2g} v^2$$

(en que γ = peso del metro cúbico de agua = 1 000 kg; $S \cdot L \cdot \gamma$ = = peso de la columna líquida; $\frac{SL\gamma}{g}$ = masa de la misma).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si consideramos el caso límite de que esta columna es detenida repentinamente por el cierre del regulador de la turbina, producirían sobrecargas muy importantes.

Pongamos, por ejemplo:

Tubería de $L = 300$ m; $s = 1$ m^2; $v = 2$ m/s; $g = 9{,}81$ m/s^2. Resultará:

$$A = \frac{300 \cdot 1 \cdot 1\,000 \cdot 2^2}{2 \cdot 9{,}81} = 60\,000 \text{ kgm}$$

Esta energía ha de gastarse en los trabajos de las fuerzas exteriores e interiores; es decir, en ondas, vibraciones, trabajos elásticos, etcétera. En resumen, se producen sobrecargas considerables de material.

Así, pues, en los saltos de gran altura debe conseguirse una absoluta seguridad de que no se produzcan cierres excesivamente repentinos en la tubería, que al tenerse en cuenta en los cálculos exigirían grandes espesores en los tubos, que los encarecerían mucho. Bajo este punto de vista sería conveniente que el cierre fuese lento. Pero accionando las turbinas máquinas eléctricas, es imprescindible, para que no se produzcan sobretensiones en caso de cortocircuitos o descarga repentina de la línea eléctrica, que el cierre sea lo más rápido posible. De todos modos, éste nunca es repentino; sin embargo, los reguladores de las turbinas (los reguladores automáticos de las turbinas acoplan la apertura de la admisión del agua a la necesaria para la carga de energía que lleven) son tan perfeccionados que se pueden cerrar en 2 a 6 segundos.

Al empezar el cierre se determina el comienzo del golpe de ariete, que aumenta la presión hidráulica en la turbina y con ello el número de revoluciones, y esto determina el más rápido cierre del regulador; es decir, que el mal se agrava.

Cuanto más importante es la tubería, más conveniente es el cierre rápido y también la evitación de los golpes de ariete; y ante estas condiciones contradictorias y la inseguridad de las fórmulas empleadas en determinar las sobrepresiones producidas por los golpes de ariete, conviene, por una parte, establecer precauciones para disminuir éstos, y por otra, tomar como cargas prácticas de trabajo del material valores pequeños, tales como 0,60 kg por mm^2 para la fundición; 4 a 6 kg por mm^2 para el hierro forjado, y 7 a 10 kg por mm^2 para el acero.

Sobrepresión producida por el golpe de ariete originado al cerrar la tubería en el tiempo T.—El golpe de ariete es una percusión, es decir, una fuerza de gran intensidad que se ejerce durante un tiempo muy corto. La presión total será $\int p \cdot dt$.

Pero p = masa × aceleración = $M \cdot \frac{dv}{dt}$; luego

$$\int p \cdot dt = \int M \cdot \frac{dv}{dt} \cdot dt = \int M \cdot dv$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La masa de la columna de agua es $M = \frac{L \cdot S \cdot \gamma}{g}$.

La presión p en la percusión depende del tiempo que se tarda en el cierre y aumenta desde cero al principio del cierre, hasta el valor alto que puede alcanzar al final. La ley de crecimiento no es conocida. Unos la suponen lineal y otros parabólica con el eje de la parábola vertical, siendo aquélla tangente al eje de abscisas en el origen. Si suponemos la primera hipótesis, que es la más admitida (fig. 298), tenemos la proporción (llamando P a la sobrepresión alcanzada al final del tiempo de cierre T, y p la sobrepresión en un tiempo intermedio t)

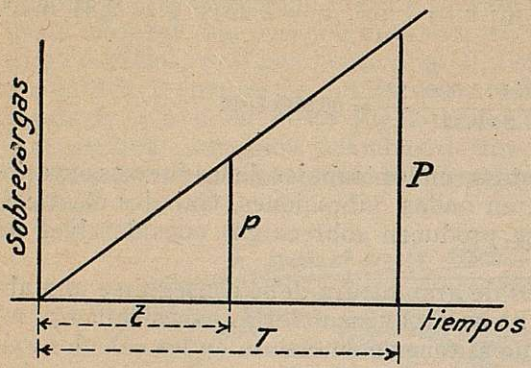


Fig. 298.

$$\frac{p}{P} = \frac{t}{T} \qquad \text{o sea} \qquad p = P\frac{t}{T}$$

Sustituyendo en la ecuación

$$\int p\,dt = \int M \cdot dv \qquad \int_{t=0}^{t=T} P\frac{t}{T}\,dt = Mv \qquad \frac{P}{T}\int_{t=0}^{t=T} t\,dt = Mv$$

E integrando:

$$\frac{PT}{2} = Mv \qquad P = \frac{2Mv}{T}$$

Sustituyendo el valor de M

$$P = \frac{2 \cdot L \cdot S \cdot \gamma \cdot v}{g \cdot T}$$

Dividiendo la igualdad anterior por la sección S, se tendrá la fuerza de impulsión por unidad de superficie. Se expresará en metros de altura de columna de agua poniendo

$$\gamma \cdot h_o = \frac{P}{S} \qquad \text{de donde} \quad P = S \cdot \gamma \cdot h$$

y sustituyendo en la fórmula anterior

$$h_o = \frac{2 \cdot L \cdot v}{gT}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Y la altura correspondiente a la presión total será:

$$h_2 = h_1 + \frac{2 \cdot L \cdot}{gT}$$

en que h_2 es la altura de la presión total y h_1 es la debida a la altura de presión útil, es decir, la altura correspondiente a la carga hidrostática, deducida la pérdida de carga y la correspondiente energía cinética.

La fórmula $h_o = \frac{2 \cdot L \cdot v}{gT}$ es conocida con el nombre de Micheaud.

Si llamamos a la velocidad de propagación del golpe de ariete, y L la longitud de la tubería, el tiempo que tarda el golpe de ariete en recorrer esta longitud, reflejarse en la cámara de presión y volver a ocasionarse en el punto del cierre es $\frac{2L}{a}$. Este tiempo se llama crítico y siempre suele ser menor que el T de duración del movimiento de la admisión del agua en cierre o apertura; es decir, $T > \frac{2L}{a}$. Para este caso sólo debe aplicarse la fórmula de Micheaud.

Este fenómeno ha sido objeto de numerosos estudios. Especialmente Allievi (L. Allievi: *Théorie du coup de belier*) se ha distinguido en ellos, y dedujo que el golpe de ariete es un fenómeno oscilatorio que se propaga a lo largo de la tubería con una velocidad dada por la fórmula

$$a = \frac{9\,900}{\sqrt{48{,}3 + k\frac{d}{e}}}$$

en la que a es la velocidad de propagación en metros por segundo; d el diámetro de la tubería en milímetros; e el espesor de la tubería en milímetros, y k un coeficiente $= 0{,}5$ para las tuberías de palastro.

Esta fórmula es válida para una tubería de diámetro y espesor constantes. Pero prácticamente el espesor de una tubería no es constante y puede suceder que tampoco lo sea el diámetro. En tal caso, si designamos por l_1, l_2, l_3 ... las longitudes de tramos en que el espesor y diámetro sean constantes, y por a_1, a_2, a_3 ... las velocidades correspondientes, siendo $L = l_1 + l_2 + l_3 + \ldots$, el valor de a para la longitud L se puede calcular así:

$$a = \frac{l_1 a_1 + l_2 a_2 + l_3 a_3 + \ldots}{L}$$

Procedimiento Allievi.—W. P. Creager, en su tratado *Hydroelectric Handbook*, hace un extracto del procedimiento de Allievi

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

para calcular el golpe de ariete, y emplea unos diagramas de dicho autor. En lo que sigue vamos a utilizar parte de dicho resumen.

Las fórmulas en que Allievi da las variaciones de presión son funciones de dos parámetros: en uno, que designa por ρ, incluye todos los elementos constructivos y de funcionamiento de la tubería y se llama *característica de ésta*. El otro es el tiempo θ de la variación de admisión (cierre o apertura), medido en unidades del intervalo de tiempo antes indicado $\frac{2L}{a}$.

Los diagramas de las figuras 299 y 300 dan: el primero, la máxima presión alcanzada en la tubería como consecuencia del cierre de la admisión a cualquiera velocidad uniforme de maniobra. El segundo, la máxima depresión que se origina cuando se abre la admisión desde una posición de cierre hasta cualquier grado de apertura con cualquier velocidad uniforme de maniobra.

Característica ρ

$$\rho = \frac{av}{2gy}$$

en donde

g = aceleración de la gravedad = 9,80 m/s².
y = la carga estática en el extremo inferior de la tubería, en metros (de agua), medidos desde el nivel de ella en la cámara de presión, o desde la elevación de aquella misma en la chimenea de equilibrio al comenzar la maniobra de admisión, hasta el nivel en el canal de desagüe.
a = velocidad efectiva, en metros por segundo, de la propagación de la ola de presión.
y = velocidad efectiva, en metros por segundo, del caudal de régimen antes de empezar la maniobra de cierre; o en el caso de apertura, la velocidad correspondiente al final de la maniobra.

Si la tubería variase de diámetro, llamando v_1 a la velocidad en el tramo de longitud L_1; v_2 la que corresponde al tramo L_2, etc., entonces la velocidad que habría que considerar en la fórmula anterior sería:

$$v = \frac{v_1 L_1 + v_2 L_2 + \dots}{L}; \qquad \text{siendo} \quad L = L_1 + L_2 + \dots$$

y entrando como uno de estos sumandos la longitud del tubo de aspiración de la turbina. Debe también considerarse como formando parte de la tubería de presión, a los efectos de determinar el valor de v anterior, como el de a antes indicado, para variaciones de diámetro y espesor de la tubería; el tubo de unión de la tubería general con el ensanchamiento de la chimenea de equilibrio, en caso de existir ésta, y la prolongación de dicho tubo dentro del ensanchamiento, cuando se adopta el tipo de chimeneas diferenciales.

Tiempo θ

$$\theta = \frac{aT}{2L} = \frac{T}{\mu}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

- Diagrama para obtener la màxima presión de golpe de ariete cuando se cierra la admisión à cualquiera velocidad - (de L. Allievi)

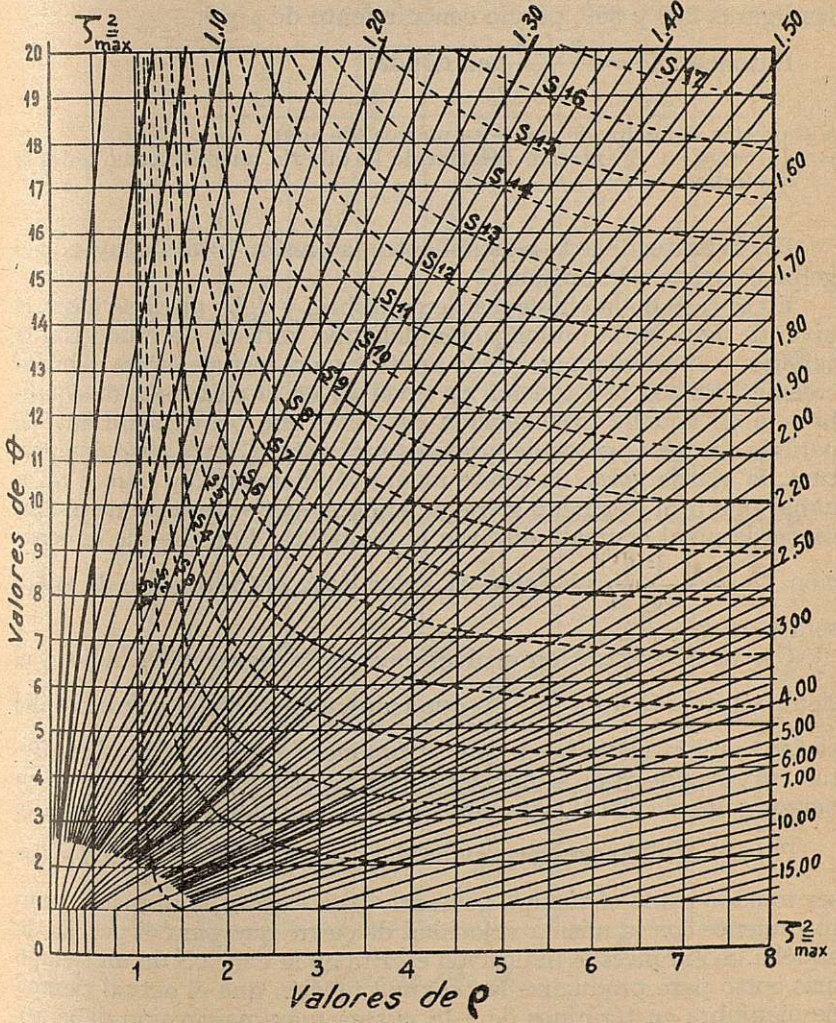


Fig. 299.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en donde:

T = tiempo de maniobra, supuesta uniforme, de cierre o apertura.
L = longitud de la tubería en metros incluyendo el tubo de aspiración y los tubos de conexión de la chimenea, como antes se dice.
$\mu = \frac{2L}{a}$ duración de la fase en el período oscilatorio, y unidad de tiempo para medir θ.

Símbolo ζ.—Es una medida del golpe de ariete, y es obtenido de las figuras 299 y 300, previo conocimiento de ρ y θ.

Entonces: $\zeta^2 = \frac{y+h}{y}$, en donde:

h = presión del golpe de ariete en metros (de agua).
y = la carga en el extremo interior de la tubería, medida como antes se indicó.

Por lo tanto, ζ^2 es la relación entre la presión total incluyendo el golpe de ariete a la presión y.

En el caso de la chimenea de equilibrio y debe medirse hasta el nivel de agua en la prolongación del tubo vertical de unión con la tubería; y el calculado golpe de ariete h para caso de cierre debe incrementarse con la variación de nivel h_R en la chimenea de equilibrio (o en aquella prolongación de tubo) que ocurrirá durante el período en que el golpe de ariete es más activo. Para caso de apertura, la ola de golpe de ariete muere rápidamente, y parece razonable añadir al calculado golpe de ariete negativo solamente el descenso de nivel ocurrido durante la maniobra. Por ello, de la ecuación $\zeta^2 = \frac{y+h}{y}$, obtenido el valor de h, el total golpe de ariete será $h_T = h + h_R$.

Curvas S.—Éstas, en el diagrama de la figura 299, indican el tiempo en unidades $\mu = \frac{2L}{a}$ que transcurre desde el comienzo del cierre hasta el instante en que se produce la máxima presión. Estas curvas muestran si un cierre parcial puede o no producir un mayor golpe de ariete, que sobrevendría si el cierre fuese completo.

Para el caso de un cierre parcial en la fórmula $\theta = \frac{T}{\mu}$, T debe ser tomado como el tiempo necesario para cerrar la admisión completamente con la misma velocidad de cierre que para el parcial de aquélla. Si entonces la indicación escrita en la curva S da un tiempo más corto para producirse la máxima presión que el actual tiempo de maniobra en términos de μ la misma máxima presión debe ser alcanzada si el cierre fuese completo. Si el tiempo de cierre fuese menor que la indicación que da la curva S, la máxima presión que da el diagrama no será alcanzada por este particular cierre parcial.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Diagrama para encontrar
la mínima presión de golpe de ariete
si se abre la admisión - (por L. Allievi)

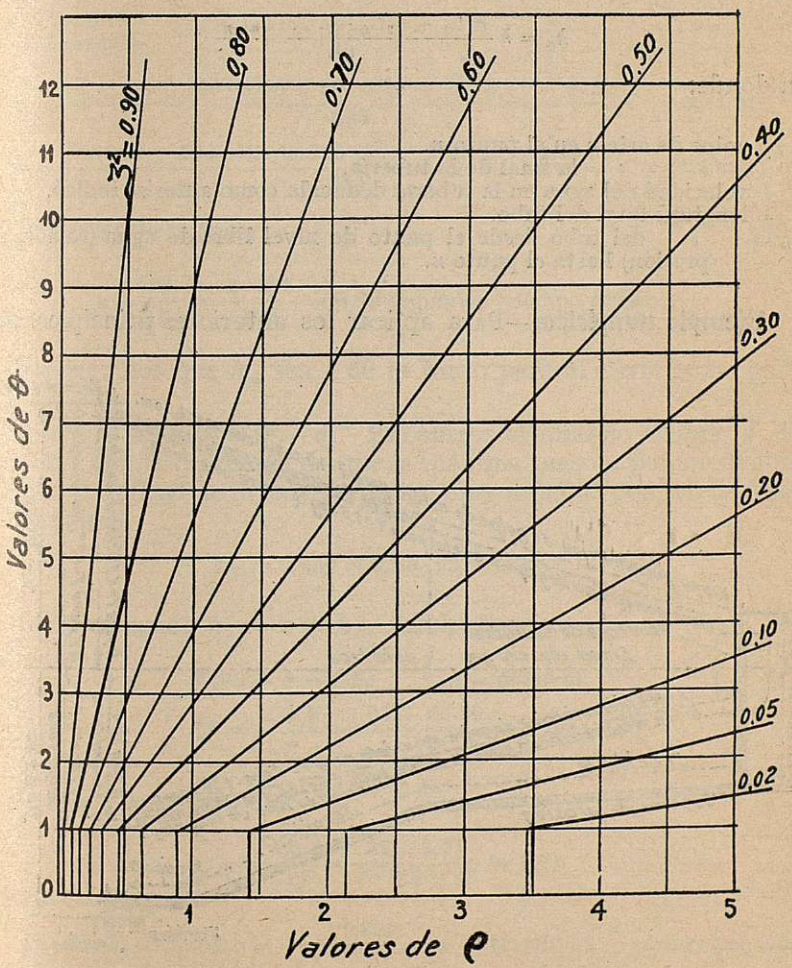


Fig. 300.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Condiciones de presión a lo largo del tubo.—Las presiones en los puntos de la tubería son funciones de relaciones de tiempo y presión que no se detallan aquí. Pero es suficientemente exacto para un proyecto el suponer que para un tiempo de cierre del regulador $T > \frac{2L}{a}$ la magnitud de la máxima presión o depresión debida al golpe de ariete disminuye desde el punto extremo inferior de la tubería hasta el origen de ésta, que conecta con espacio de nivel libre de agua, y tiene un valor para el punto n igual al dado por la siguiente ecuación:

$$h_n = h \frac{v_1 L_1 + v_2 L_2 + \ldots v_n L_n}{vL}$$

en donde:

h_n = golpe de ariete en el punto n.
h = » » la final de la tubería.
v = velocidad del agua en la tubería deducida como antes se indicó.
L = longitud total del tubo.
L_n = » del tubo desde el punto de nivel libre de agua (cámara de presión) hasta el punto n.

Ejemplo numérico.—Para aplicar los anteriores principios, su-

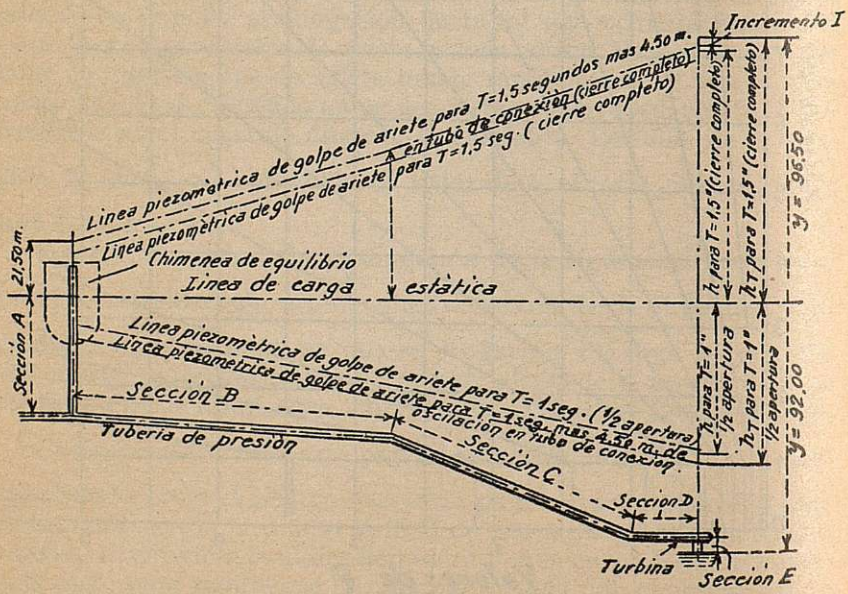


Fig. 301.

pongamos la tubería que se detalla en la siguiente tabla y que se representa en la figura 301.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Características de la tubería de presión

	A	B	C	D	E
Diámetro en metros	2,15	2,40	2,30	2,15	2,75
Longitud en metros	44	120	90	25	6
Espesor en milímetros	10	10	13	19	Hormigón
a (obtenido de la fórmula en m/s)	788	761	855	970	1 424 (1)
Area en metros cuadrados	3,63	4,52	4,15	3,63	5,94
Velocidad en m para $Q = 13{,}830$ m³/s.	3,81	3,06	3,33	3,81	2,32

$y = 92$ metros.
$L = 285$ metros.

$$v = \frac{44 \cdot 3{,}81 + 120 \cdot 3{,}06 + 90 \cdot 3{,}33 + 25 \cdot 3{,}81 + 6 \cdot 2{,}32}{285} = 3{,}31 \text{ m}$$

$$a = \frac{788 \cdot 44 + 761 \cdot 120 + 855 \cdot 90 + 970 \cdot 25 + 1\,424 \cdot 6}{285} = 827 \text{ m/s}$$

Duración de la fase:

$$\mu = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 285}{827} = 0{,}69 \text{ segundos (tiempo crítico).}$$

Supongamos que h_R sea 4,50 m tanto para el cierre como para la apertura.

Cierre de la admisión.—a) Encontrar el mínimo tiempo T de maniobra con la condición de que la máxima presión por encima de la estática al final de la tubería no sea mayor del 65 por 100 de ésta.

Entonces:

$$h_T = 0{,}65y = 0{,}65 \cdot 92 = 59{,}80$$

De la ecuación $h_T = h + h_R$, sustituyendo:

$$59{,}80 = h + 4{,}50 \qquad h = 55{,}30 \text{ m}$$

$$\zeta^2 = \frac{y + h}{y} = \frac{92 + 55{,}30}{92} = 1{,}60$$

El valor de ρ será:

$$\rho = \frac{av}{2gy} = \frac{827 \cdot 3{,}31}{2 \cdot 9{,}80 \cdot 92} = 1{,}51$$

(1) En la fórmula $a = \dfrac{9\,900}{\sqrt{48{,}3 + k\dfrac{d}{e}}}$ el término $k\dfrac{d}{e}$ es muy pequeño y puede despreciarse, quedando $a = \dfrac{9\,900}{\sqrt{48.3}} = 1\,424$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En el diagrama de la figura 299 para $\rho = 1{,}50$ y $\zeta^2 = 1{,}60$ se obtiene $\theta = 3{,}2$; y sustituyendo en el valor de:

$$T = \frac{2L\theta}{a} = \frac{2 \cdot 285 \cdot 3{,}20}{827} = 2{,}22 \text{ segundos}$$

de tiempo de cierre de la admisión.

La posición del punto determinado por las coordenadas $\rho = 1{,}50$ y $\theta = 3{,}20$ corresponde a una curva $S = 1{,}60$; y esto quiere decir que la máxima presión ocurre a $1{,}60\ \mu = 1{,}60 \cdot 0{,}69 = 1{,}10$ segundos después de comenzada la maniobra. Un cierre parcial daría el mismo resultado si durase sólo este tiempo parando después. Es decir, que el golpe de ariete, después de este tiempo, es menor que en dicho momento.

b) Encontrar la máxima presión en la tubería si el tiempo de cierre fuese de $T = 1{,}50$ segundos.

Entonces:

$$\theta = \frac{aT}{2L} = \frac{827 \cdot 1{,}50}{2 \cdot 285} = 2{,}17$$

Y deduciendo, como antes, $\rho = 1{,}50$, entramos en el diagrama de la figura 299 y nos da $\zeta^2 = 2$, y en el valor $\zeta^2 = \frac{y + h}{y}$ sustituyendo

$$2 = \frac{92 + h}{92} \qquad h = 92$$

$h_T = 4{,}50 + 92 = 96{,}50$ m por encima de la presión estática.

c) Encontrar la presión en el punto x de la figura 301.

$$h_n = \frac{44 \cdot 3{,}81 + 120 \cdot 3{,}06}{285 \cdot 3{,}31} \cdot 92 = 52{,}16 \text{ metros}$$

Y la total elevación en el punto x será (de la ecuación $h_T = h + h_R$) $h_{nT} = h_n + h_R = 52{,}16 + 4{,}50 = 56{,}66$ m por encima de la presión estática.

Apertura de la admisión.—La tubería de admisión se pone en servicio abriendo la admisión para el caudal de 6,915 m^3 por segundo; es decir, a media carga, durando la maniobra 1 segundo. ¿Cuál será el decrecimiento de la presión en el final de la tubería?

Una mitad de caudal corresponde a una mitad de la efectiva velocidad antes determinada; por lo tanto,

$$v = 0{,}50 \cdot 3{,}31 = 1{,}65 \text{ m/s}$$

$$\theta = \frac{at}{2L} = \frac{827 \cdot 1}{2 \cdot 285} = 1{,}45$$

$$\rho = \frac{av}{2gy} = \frac{827 \cdot 1{,}65}{2 \cdot 9{,}80 \cdot 92} = 0{,}75$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Del diagrama de la figura 300 se obtiene

$$\zeta^2 = 0{,}39 \qquad \zeta^2 = 0{,}39 = \frac{92 + h}{92} \qquad h = -56{,}12$$

metros por debajo de la presión de carga estática. Y la total depresión

$$h_T = -(h + h_R) = -(56{,}12 + 4{,}50) = -60{,}12 \text{ m}$$

b) Igualmente se encuentran las depresiones en otros puntos de la tubería que se representan en la figura 301.

Golpe de ariete en el tramo de conducción agua arriba de la chimenea de equilibrio.—Empleando las ecuaciones

$$h_n = h\frac{v_1L_1 + v_2L_2 + \ldots v_nL_n}{vL} \qquad h_T = h + h_R$$

se determina el golpe de ariete en el punto de la tubería injerto de la chimenea. Este golpe de ariete recorrerá el tramo citado hasta una distancia l_p, a partir del embalse, determinada por la siguiente fórmula:

$$l_p = \frac{T \cdot a_p}{2}$$

Siendo a_p la velocidad de propagación en el tramo citado; T el tiempo de maniobra. Si l_p resulta mayor que la longitud de dicho tramo, el golpe de ariete se considera de igual intensidad en todo él.

Factores de seguridad.—Conviene tomar los siguientes para ser multiplicados por los valores encontrados para h:

1.°	Tubería de presión con diámetro y espesor constantes y el extremo superior terminando en depósito abierto.....	$x = 1{,}00$
2.°	Tubería de presión con diámetro y espesor variables.....	$x = 1{,}10$
3.°	» » » » y con chimenea.....	$x = 1{,}20$
4.°	Tramo agua arriba de la chimenea con diámetro y espesor constantes.....	$x = 1{,}30$
5.°	Tramo agua arriba de la chimenea con diámetro y espesor variables.....	$x = 1{,}50$

Otras fórmulas para determinar el golpe de ariete positivo.—La casa Mannesmann, especialista en fabricación de tuberías, emplea la fórmula siguiente:

$$h_{máx.} = \frac{v_{máx.}}{2g} \qquad v_{máx.} = v_o\left(\frac{v \cdot L}{2gyT}\right)(K + 1) \qquad K = \sqrt{\left(\frac{2gy}{v} \cdot \frac{T}{L}\right)^2 + 1}$$

en la que $v_o = \sqrt{2gy}$ es la velocidad de salida del agua al final de la tubería, calculada según la fórmula de caída libre, en metros

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

por segundo; y la altura del salto; T tiempo de la maniobra; c velocidad normal del agua en la tubería; L longitud de la tubería.

El golpe de ariete será: $h = h_{máx.} - y$.

Bundschu emplea las fórmulas siguientes (1):

Para el golpe de ariete positivo:

$$h' = m - y - \sqrt{m^2 - m'^2}$$

siendo

$$m = m' + m'' \qquad m' = y + 102v \qquad m'' = \frac{0{,}021v^2(500T - L)^2}{yT^2}$$

Para el golpe de ariete negativo da la siguiente fórmula:

$$h'' = \sqrt{n(2y + n)} - n$$

siendo

$$n = \frac{2v^2L^2}{g^2 \cdot T^2 \cdot y}$$

Teniendo las letras de los segundos miembros la misma significación que en los casos anteriores.

Comparación de los resultados de las fórmulas en un caso particular.—Aplicando el procedimiento deducido de las fórmulas y diagramas de Allievi, para el caso particular tratado antes con valores

$L = 285$ metros
$v = 3{,}3$ metros por segundo
$T = 2{,}23$ segundos
$a = 817$ metros por segundo
$y = 92$ metros

hemos encontrado $h_T = 59{,}8$ m.

Apliquemos la fórmula de Micheaud, ya que en dicho caso $T = 2{,}23$ es mayor que

$$\frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 285}{827} = 0{,}69$$

$$h = \frac{2Lv}{gT} = \frac{2 \cdot 285 \cdot 3{,}31}{9{,}8 \cdot 2{,}22} = 84 \text{ metros}$$

Aplicando la fórmula empleada por la casa Mannesmann se obtiene:

$$h_{máx.} = \frac{v^2_{máx.}}{2g} \qquad v_o = \sqrt{2gy} = \sqrt{19{,}60 \cdot 92} = 42{,}50$$

$$K = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot g \cdot y \cdot T}{vL}\right)^2 + 1} = \sqrt{\left(\frac{19{,}60 \cdot 92 \cdot 2{,}23}{3{,}30 \cdot 285}\right)^2 + 1} = \sqrt{19 \cdot 2\,329} = 4{,}38$$

$$v_{máx.} = v_o\left(\frac{vL}{2gyT}\right)(K + 1) = 42{,}50\,\frac{3{,}30 \cdot 285}{19{,}60 \cdot 92 \cdot 2{,}23}\,(4{,}38 + 1) = 53{,}54 \text{ m/s}$$

$$h_{máx.} = \frac{53{,}54^2}{19{,}60} = \frac{2\,866{,}53}{19{,}60} = 146$$

(1) Dr. Ing. F. Bundschu: *Druckrohrleitungen* y *A. E. G. al día*, diciembre 1926, pág. 253.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Golpe de ariete $= h_{máx.} - y = 146 - 92 = 54$ m.
Apliquemos la fórmula de Bundschu:

$$h' = m - y - \sqrt{m^2 - m'^2}$$

$$m = m' + m'' \qquad m' = y + 102v = 92 + 102 \cdot 3{,}30 = 428{,}60$$

$$m'' = \frac{0{,}021v^2(500T - L)^2}{92 \cdot 2{,}23^2} = \frac{0{,}021 \cdot \overline{3{,}3}^2(500 \cdot 2{,}23 - 285)^2}{92 \cdot 2{,}23^2} = 344{,}37$$

$$m = 428{,}6 + 344{,}37 = 772{,}97$$

$$h' = 772{,}97 - 92 - \sqrt{772{,}97^2 - 428{,}6^2} = 680{,}97 - 643{,}3 = 37{,}7 \text{ m}$$

Obsérvese la diferencia en los resultados de aplicación de las diferentes fórmulas para determinar el golpe de ariete en este caso particular:

Fórmula	de Micheaud.....	84 m
»	de Allievi.....	59,8 m
»	de Mannesmann.....	54 m
»	de Bundschu.....	37 m

La fórmula de Micheaud da siempre cifras más altas y, por lo tanto, aplicándola en los casos corrientes de $T > \frac{2L}{a}$ se obtiene mayor garantía de resistencia en la tubería calculada para resistir el golpe de ariete.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XV

DISPOSICIONES DE PRECAUCION CONTRA EL GOLPE DE ARIETE

Disposiciones de precaución contra el golpe de ariete.—Existen diferentes disposiciones para disminuir la importancia del golpe de ariete; y empleándolas, o se puede calcular la tubería bajo la base de dicha disminución de presión adicional, o calculada para el golpe de ariete sin tal disposición, resultará con mayor garantía de resistencia.

Estos diversos procedimientos se reducen a los siguientes:

1.º Colchón de aire.
2.º Válvulas de seguridad.
3.º Válvula compensadora o reguladora de presión.
4.º Chimenea de equilibrio.

Colchón de aire.—El esquema de esta disposición se indica en la figura 302. Se pretendía con ella el que la energía cinética del agua, como consecuencia del golpe de ariete, fuese gastada en la compresión del aire; pero éste después reacciona y produce nuevo movimiento de la columna líquida en sentido inverso al anterior, para empezar luego con otro movimiento en el sentido primitivo, y así sucesivamente. De modo que se forman una serie de oscilaciones de la columna hasta que la energía de la sobrepresión es absorbida por el rozamiento de aquélla con las paredes y el de los filetes líquidos entre sí. Y por ello el regulador funciona repetidamente.

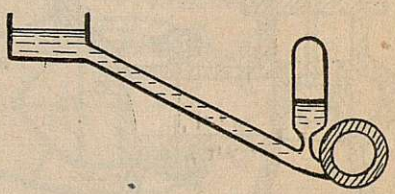


Fig. 302.

Por lo tanto, los depósitos de aire introducen nuevas ondulaciones de la columna líquida que pueden, en ciertos casos, resonar con las ondas de la tubería y producir roturas.

Además de lo dicho, el aire a presión, en contacto del agua, es paulatinamente disuelto por ésta, y son precisas frecuentes reposiciones de él, lo que ocasiona molestias al personal del servicio.

Por todo lo indicado, hoy esta disposición de colchón de aire se considera más perjudicial que beneficiosa, y no se emplea.

Válvulas de seguridad.—Funcionan por exceso de presión. Un tipo sencillo es análogo al empleado en las calderas de vapor y re-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

presentado en la figura 303. En general se requieren varias para proporcionar gran sección de paso de agua, sección que oscila entre el tercio de la de la tubería y esta misma. Se disponen para que funcione con un exceso de presión en la tubería sobre la normal del 15 al 20 por 100.

El inconveniente general de estas válvulas de seguridad sencillas es que se agarroten y no abran, y que al abrirse y cerrarse rápidamente se originen nuevos motivos de perturbación de la presión en el interior de la tubería. Estas válvulas no se emplean en la actualidad.

Otra disposición de válvula de seguridad con colchón de aire es la que se indica en la figura 304. Es del tipo de válvula de aguja equilibrada Johnson, que se emplea para cierres de alta presión, como veremos al tratar de las presas de embalse.

Válvula de seguridad.

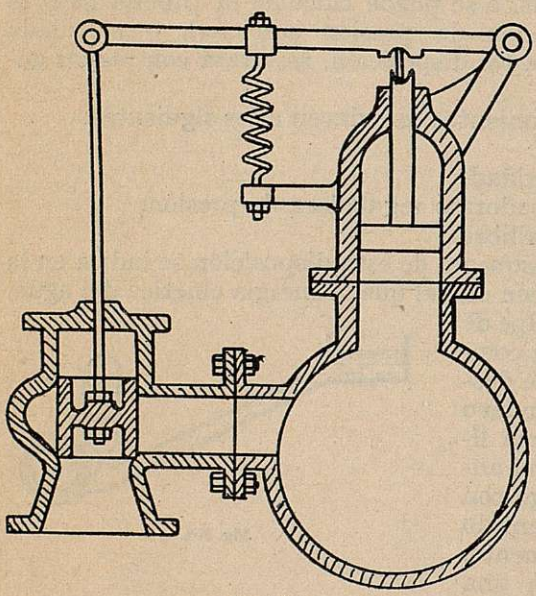


Fig. 303.

La válvula 9 cierra el orificio lateral de la tubería. Un depósito 2 con indicador de nivel 3 está colocado tan cerca como es posible de la válvula y conectado a la cámara *A* con un tubo corto de tamaño amplio, provisto de una válvula de retención 4, que tiene un pequeño conducto que la atraviesa. Esta válvula de retención permite libre paso del agua desde la cámara *A* al depósito 2; pero restringe el paso en sentido contrario y evita el cerrarse demasiado rápidamente la válvula de seguridad. El depósito tiene también una pequeña tubería 6, de conexión con la tubería general. La válvula va provista, además, con otra entrada 7 que está conectada a la tubería en un punto en que no baja la presión, sensiblemente, cuando la válvula está abierta.

Cuando está dispuesta para actuar, el conducto 7 admite la presión de la tubería en la cámara *A*. Esta presión cierra el émbolo 9 y lo mantiene cerrado, porque el área en que actúa la presión en la cámara *A* es mayor que la parte del área exterior del émbolo, que está sometida directamente a la presión de la tubería. Al mismo tiempo, el aire en el depósito 2 queda comprimido y el agua se eleva

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

a un cierto nivel, que se puede variar inyectando más aire por una bomba de mano o dejándolo escapar según se requiera. El volumen de aire queda marcado por el indicador de nivel 3, y una vez conseguido el conveniente, no se requiere mucha atención respecto a este particular, porque el aire sólo puede escapar disolviéndose en el agua. Las fugas de agua a través del ajuste del émbolo 9 se reponen admitiendo agua por el conducto 6, y esto no afecta al volumen de aire contenido en el depósito 2. Al cerrarse el émbolo 9 se cierra la conexión 7, y la válvula está dispuesta para funcionar.

La relación entre el área de la cámara *A* al área del asiento del émbolo determina el incremento de presión en la tubería necesario para abrir la válvula. Por ejemplo, si la válvula debe abrirse cuando la presión aumente en un 25 por 100 sobre la normal, el área de la cámara *A* debe ser 25 por 100 mayor que el área del asiento del émbolo. Entonces un aumento de presión en la tubería mayor del 25 por 100 vencerá la presión contraria de la cámara *A*; se abre el émbolo y el agua que éste desplaza en la cámara *A* pasa al depósito 2. La presión en la cámara *A* no aumenta cuando la presión en la tubería general crece rápidamente, porque la corta cantidad de agua que pasa por la tubería 6 no es suficiente para aumentar la presión del aire en el depósito 2 en el corto tiempo de elevación de dicha presión.

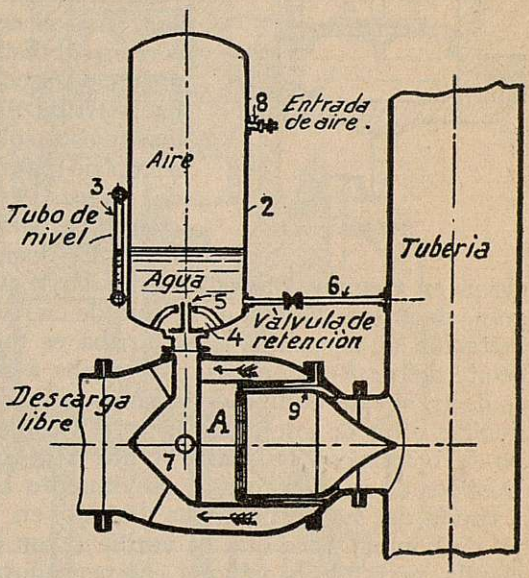


Fig. 304.

La presión del aire en el depósito 2 aumenta ligeramente cuando se abre la válvula. Pero este aumento puede disminuirse aumentando el tamaño del depósito 2.

Válvulas compensadoras o reguladoras de presión.—Estas válvulas operan sincrónicamente con el regulador de las turbinas. Al cerrar éste el distribuidor, abre la válvula compensadora y descarga el agua que no admite la turbina. Así la velocidad del agua en la tubería de presión, en vez de detenerse súbitamente, produciendo el golpe de ariete, continúa la misma. Para no malgastar el agua hay una disposición de freno de aceite, llamado válvula catarata o *dash-pot* de los ingleses, que permite, después de haber abierto la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

válvula compensadora, el cerrarla en un tiempo relativamente largo, para evitar el golpe de ariete.

Este *dash-pot* esencialmente está representado en la figura 305, y consiste en un cuerpo de bomba con un émbolo. La capacidad del primero queda llena de aceite. Hay un conducto delgado o *by-pas* de comunicación entre una y otra cámara del cuerpo de bomba. En la figura hay, además, unas válvulas *r* que permiten el paso fácil del aceite de abajo a arriba. Este *dash-pot* se interpone en el mando que va del regulador de la turbina a la válvula compensadora o reguladora de presión. Así, al descargarse el generador y cerrarse el distribuidor de la turbina, al mismo tiempo la varilla *t* es solicitada hacia arriba. Si el tiempo durante el que insiste esta solicitación es mayor que el necesario para pasar el aceite a través del *by-pas*, entonces no se mueve el cuerpo de bomba arrastrado por el émbolo. Es decir, que el distribuidor se cierra en tiempo suficientemente largo para que no se produzca golpe de ariete. Pero si el tiempo de cierre del distribuidor y de solicitación de la varilla hacia arriba es menor que el que tarda el aceite del *dash-pot* en pasar de arriba a abajo a través del *by-pas*, es decir, si este tiempo de cierre es suficientemente corto para producirse golpe de ariete, entonces la varilla *t* arrastra tras sí al cuerpo de bomba con la varilla *t'*, que abre la válvula compensadora. Después de verificado este movimiento brusco, el aceite, pasando a través del *by-pas* de arriba a abajo, en virtud del peso del cuerpo de bomba, hace que la varilla *t'* con el cuerpo de bomba descienda, cerrando la válvula compensadora y verificándose esto en tiempo suficientemente largo para que no ocurra golpe de ariete.

Dash-Pot.

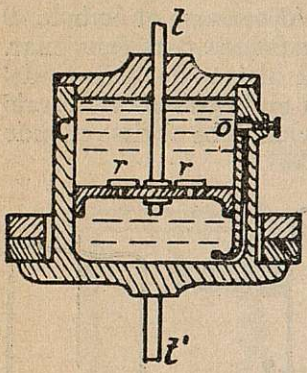


Fig. 305.

Si el generador se carga y el distribuidor abre, la varilla *t* es solicitada hacia abajo, y en este movimiento no arrastra al cuerpo de bomba por la facilidad de paso del aceite de abajo a arriba a través de las válvulas *r*. Si no habiéndose cerrado la válvula compensadora, es decir, durante el período de su cierre, se carga más el generador y se abre el distribuidor, la válvula compensadora se cierra rápidamente.

Con el fin de obtener un resultado ideal, la máxima capacidad del regulador de presión o válvula compensadora debe ser igual al máximo caudal que admita la turbina, menos el que necesita para girar sin carga. Generalmente se hace alguna reducción para disminuir dicha válvula compensadora. Rara vez se instala con capacidad superior a 0,75 del máximo de la turbina; y en muchos casos no es más que del 0,40 al 0,50; en tales casos puede originarse alguna

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sobrepresión en la tubería, para cierres bruscos, cuando la admisión de la turbina se acerca a la total.

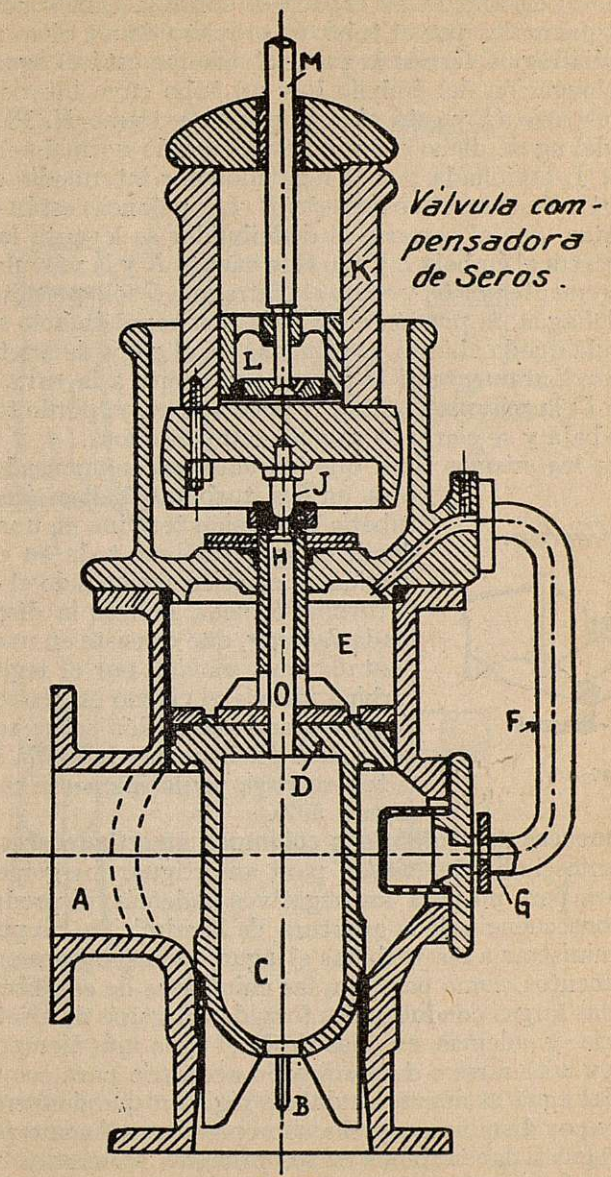


Fig. 306.

La figura 306 representa el regulador de presión o válvula compensadora de la casa Escher Wyss, instalada en las turbinas de Serós (Lérida). El tubo *A* está en comunicación con la cámara espiral

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de la turbina y deja pasar el agua al *B*, que comunica con el desagüe y está cerrado normalmente por la válvula tubular *C*, que lleva en su extremo el émbolo *D*. El espacio *E* sobre la cara superior de este émbolo comunica por el tubo *F*, provisto de un filtro y de un pequeño diafragma *G*, con la parte *A*, en que está el agua a presión. En prolongación del émbolo hay un tubo cuyo interior comunica con el espacio *E*, y está abierto por su extremo *H*. Para evitar la salida del agua, dicho extremo está cerrado normalmente por una válvula *J*, accionada por el regulador por intermedio de palancas y una válvula catarata o *dash-pot K*. Las palancas están de tal modo dispuestas, que al cerrarse el distribuidor se levanta la varilla *M*, que arrastra el émbolo *L* y con él la camisa *K* y la válvula *J*. El agua sale libremente por *H*, y como el diafragma *G* sólo permite la entrada lenta del agua, la presión en *E* baja mucho; el émbolo se levanta y la válvula queda abierta, evitándose así el golpe de ariete. La camisa *K* cae lentamente al ir pasando el aceite a la cara inferior del émbolo *L*; la válvula *J* cierra *H* poco a poco, y, por lo tanto, el émbolo *D* baja y se cierra la válvula compensadora.

Para los mismos fines que las válvulas compensadoras se emplea en las turbinas Pelton (en las que la tubería de presión termina en una tobera por donde el agua sale con toda su energía convertida en cinética accionando el chorro libre la turbina o rueda Pelton) la disposición llamada *deflector*, que consiste en una especie de pantalla que, movida por el regulador de la turbina, desvía el chorro en parte o en totalidad, evitando su acción sobre aquélla. Luego el *dash-pot* hace que la aguja de cierre de la tobera vaya paulatinamente cerrando ésta (figura 307).

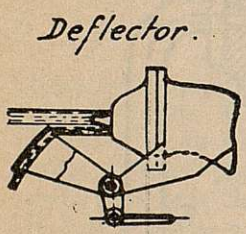


Fig. 307.

Chimeneas de equilibrio o columnas amortiguadoras.—Las válvulas antes indicadas sirven para amortiguar los golpes de ariete positivos, pero no para los negativos. Además, al producirse éstos como consecuencia de la apertura de la admisión, no pueden aquéllas suministrar a las turbinas el agua que necesitan en los primeros momentos, como pasa con las chimeneas de equilibrio.

En las largas conducciones forzadas el golpe de ariete es de importancia, y, además, en ellas tarda el agua más tiempo que en las cortas en acelerarse o decelerarse lo necesario para acoplar la velocidad del agua al nuevo caudal de régimen que demandan las turbinas, y por disminuir aquella sobrepresión, así como para proporcionar agua a las turbinas en los primeros momentos de aumento de demanda, conviene disponer, en instalaciones de mucha longitud de conductos a presión, chimeneas de equilibrio.

Consisten éstas en tubos o pozos verticales o inclinados (figuras 308 *A* y *B*), abiertos superiormente, que se colocan en el trayecto de la tubería, lo más cerca posible de la casa de máquinas, quedando

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

el borde superior lo suficientemente por encima del nivel hidrostático. Al producirse una sobrepresión o golpe de ariete en la tubería junto a la turbina, encuentra menos resistencia a vencer en la chimenea y sobre el agua de ésta actúa elevando su nivel y con él la línea piezométrica, produciéndose una deceleración del agua en la

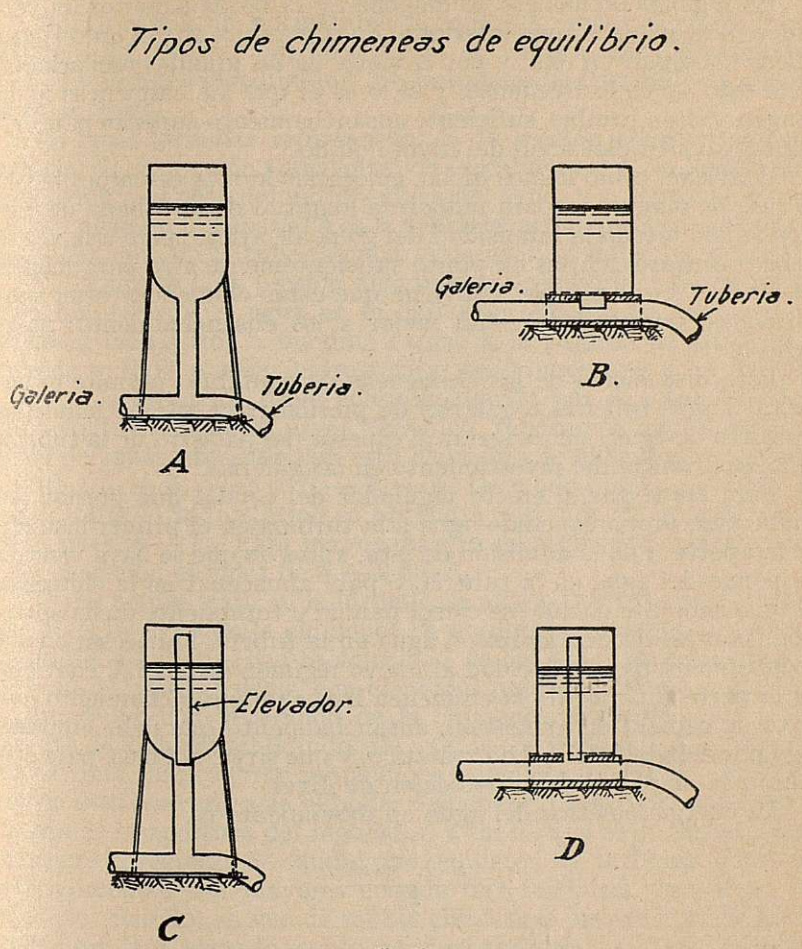


Fig. 808.

tubería. Cuando se abre la admisión a la turbina y se produce el golpe de ariete negativo, baja el nivel de agua en la chimenea y con él la línea piezométrica, originándose una aceleración del agua en la tubería. Pero como en virtud de la inercia de la masa se requiere un cierto tiempo para acelerarse o decelerarse, resulta que la velocidad del agua en la tubería, en cualquier momento del movimiento perturbado, no es la que corresponde en aquél a la pendiente piezométrica o desnivel de la chimenea; existe, pues, un cierto decalaje

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

entre la velocidad en la tubería y el desnivel necesario para crearla; y por ello se produce una oscilación en el nivel de agua, en la chimenea un movimiento ondulatorio, cuya amplitud va disminuyendo en sucesivas fases, por virtud del rozamiento, remolinos y cambios de dirección de los filetes líquidos, hasta llegar a amortiguarse.

En algunas chimeneas se dispone en el borde superior un vertedero que queda a nivel inferior al de la máxima altura que el agua pueda conseguir en ella, y por él vierte en las grandes oscilaciones. Pero esto no es lo frecuente, y sí lo es el que las chimeneas no lo tengan y sí, en cambio, suficiente ensanchamiento superior para evitar la excesiva elevación del nivel líquido.

Conviene, como hemos dicho, colocarlas lo más cerca posible de la casa de máquinas, para reducir la longitud de la tubería de presión sujeta a toda la intensidad del golpe de ariete; pero a la vez se debe procurar situarlas en punto suficientemente alto para reducir su altura. A ser posible, conviene que estas chimeneas sean subterráneas, porque se prestan mejor a los ensanchamientos necesarios.

Esta disposición de las chimeneas de equilibrio permite el habilitar largas tuberías o galerías de presión para aprovechamiento de saltos de agua, sin exagerar el espesor del palastro de la tubería o la importancia del revestimiento en las galerías.

Para aumentar el efecto regulador del caudal que prestan las chimeneas, proporcionando agua a la turbina en el primer instante de la apertura de la admisión de ésta, antes de que se haya vencido la inercia del agua en la tubería, o para almacenar en la chimenea el agua sobrante cuando se cierra parcial o totalmente dicha admisión, y antes de decelerarse el agua en la tubería lo necesario para acoplamiento de la velocidad al nuevo régimen de caudal, conviene en la parte superior de la chimenea hacer un ensanchamiento que sirva de cámara de expansión, ensanchamiento que debe empezar algo por debajo del nivel hidrostático, y que sirve, además, para disminuir la amplitud de la oscilación de nivel.

La energía cinética del agua en movimiento es

$$\frac{S \cdot L \cdot \gamma \cdot v^2}{2g}$$

Esta variación de semifuerza viva ha de ser igual a la suma de trabajos de las fuerzas interiores y exteriores; y prescindiendo de la pérdida de carga debida a los rozamientos y de las reacciones moleculares, y considerando que la energía se emplee sólo en la elevación de la columna líquida a la altura h, tendremos que siendo $S_1 \cdot dh$ el volumen diferencial, el trabajo diferencial será $S_1 \cdot dh \cdot h$. Y el trabajo total será:

$$\int_o^h S_1 \gamma h dh = \frac{S_1 \gamma h^2}{2}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Igualando, tendremos:

$$\frac{S \cdot L \cdot \gamma v^2}{2g} = \frac{S_1 \gamma h^2}{2} \qquad h^2 = \frac{S \cdot L \cdot v^2}{g \cdot S_1} \qquad h = v\sqrt{\frac{S \cdot L}{g S_1}}$$

Esta fórmula da un máximo porque: 1.º, nunca el cierre es repentino; 2.º, porque corrientemente se cierran sólo parcialmente las compuertas o distribuidor; 3.º, porque no se ha tenido en cuenta el rozamiento.

En estas fórmulas representan: S, la sección transversal de la tubería; S_1, la sección transversal de la chimenea; L, la longitud de la tubería; γ, el peso del metro cúbico del agua, y v, la velocidad media del agua en la tubería; h es la sobreelevación que experimenta el nivel del agua en la tubería como consecuencia del golpe de ariete.

Si llamamos h_1 la presión dinámica en la tubería, es decir, la altura que tendría el agua en la chimenea cuando las turbinas estuviesen trabajando a máxima carga, h_a la pérdida de carga en la tubería y H la presión hidrostática, tendremos que $h_1 = H - h_a$. Y como la elevación de la columna líquida por el golpe de ariete debe contarse sobre el nivel dinámico, tendremos que el máximo nivel de aguas obtenido con esta elevación de él será el correspondiente a $h_1 + h$, o sea a $H - h_a + h$. De modo que la elevación de nivel sobre el hidrostático se obtendrá restando H de este valor; será, pues, $h - h_a$. Para mayor margen de seguridad se toma para esta elevación el valor de $h - 0{,}60 \cdot h_a$.

Como hemos visto en la fórmula de antes, la altura de elevación del nivel de agua en la chimenea de equilibrio aumenta con la longitud de la tubería, con la velocidad de las aguas en ésta y con la sección de paso, es decir, con el caudal para una misma velocidad, y disminuye con la sección de la chimenea en la zona de movimiento de dicho nivel líquido. De aquí la conveniencia de ensanchar dicha zona, para evitar sobrecargas por dicha elevación. También abona esta conveniencia el poder disponer de más agua para el momento de la apertura del regulador, a fin de que se establezca rápidamente el régimen de caudal que requieren las turbinas. Estos ensanchamientos son mayores cuando hay facilidad para ellos; por ejemplo, cuando, en vez de ser las chimeneas aisladas, ya de hierro o de hormigón armado, son pozos practicados en el terreno y convenientemente revestidos. En este caso, para no tener chimeneas demasiado altas, se reduce la elevación del nivel de agua en ellas, disponiendo en ésta ensanchamiento suficiente en la parte superior. Además, para suministrar, en el caso de apertura de la admisión a la turbina, el caudal necesario, aun con el nivel mínimo, sin dejar entrar aire en la tubería, es preferible aumentar la sección de toda la chimenea el añadirle otro ensanchamiento o depósito en la parte inferior. Se llega así a una chimenea de sección restringida uniendo dos ensanchamientos. Y para reducir estas costosas obras conviene prolongar lo más posible la chimenea restringida y hacer el ensan-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

chamiento superior a altura próxima al máximo nivel de las aguas; y análogamente, el ensanchamiento inferior conviene hacerlo lo más bajo posible, a una altura próxima al máximo descenso de nivel.

La figura 309 representa la chimenea de equilibrio del salto de

Chimenea de equilibrio del Salto de Cala, de la Sevillana de Electricidad - (H. E. Gruner)

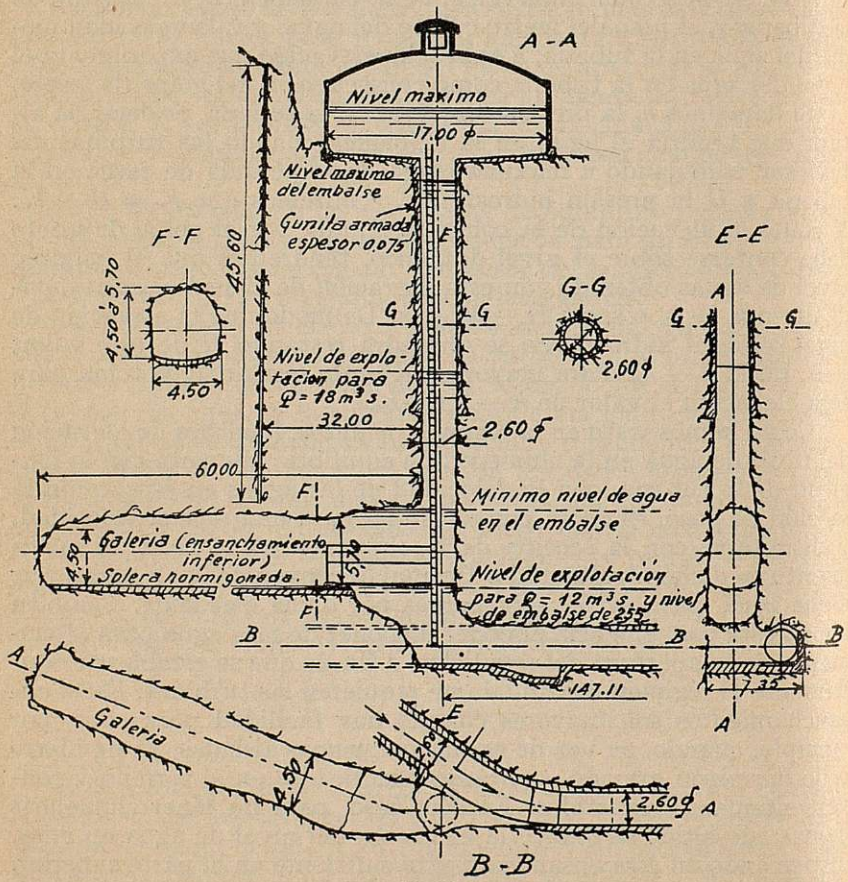


Fig. 309.

Cala, de la Compañía Sevillana de Electricidad. Tiene, como se ve, un ensanchamiento circular superior de 17 m de diámetro, y otro inferior por medio de galería de sección de 4,50 × 5 m.

La figura 310 indica la chimenea del salto de Chosen, en la isla de Corea (*Engineering News-Record*, 1929, segundo tomo, pág. 678),

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

con dos ensanchamientos en galerías, uno superior y otro inferior.

Chimeneas de equilibrio diferenciales tipo Johnson.—Todas las indicadas hasta ahora son de tipo sencillo. Hay otro más eficaz, ideado por R. Johnson en 1908, que se representa en esquema en la figura 308 *B* y *C* y en la 311 *a*, cuyas dimensiones se refieren a la

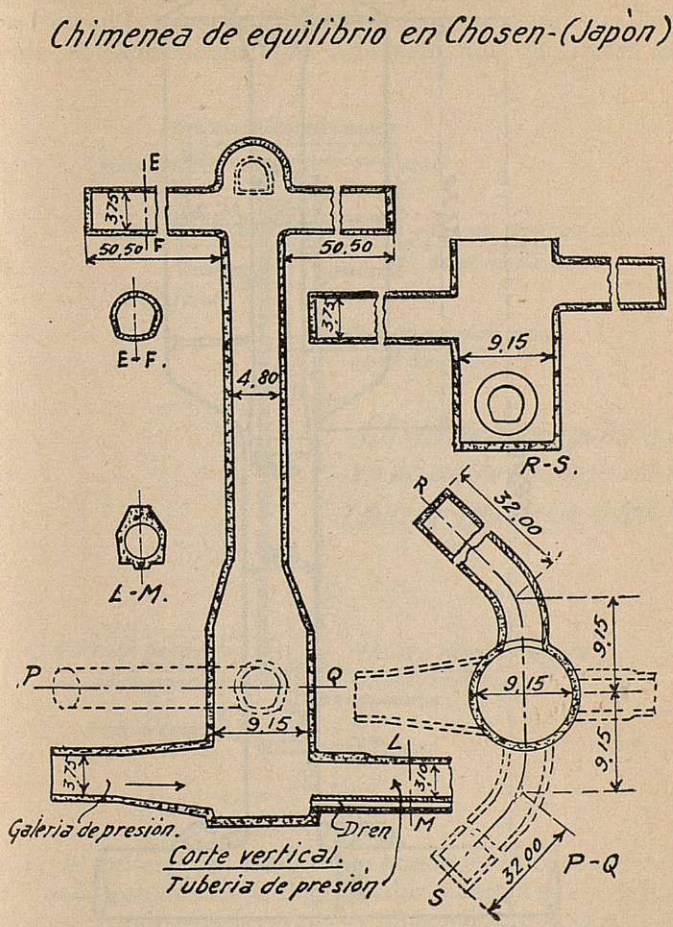


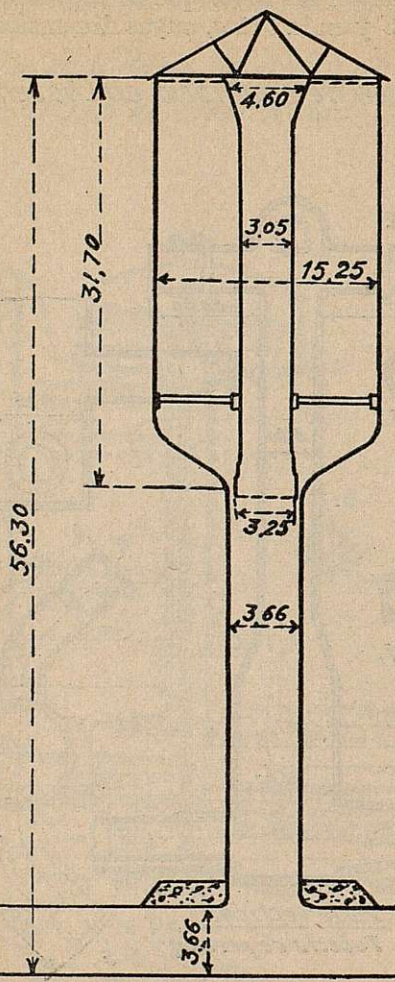
Fig. 310.

instalada en el salto de 40 000 HP, del Salmon River Power Co., de los E. U. La figura 311 *b* indica una chimenea diferencial abierta en el terreno con cámara superior y ensanchamiento inferior.

Consiste esencialmente en adicionar al tipo sencillo con ensanchamiento un tubo elevador que viene a ser como una prolongación del que une la tubería con el citado ensanchamiento de la chimenea. En la base del tubo adicional hay un espacio anular comunicando con el ensanchamiento o depósito. El área de la sección anular es

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

proporcionada a las condiciones en que el depósito o chimenea de equilibrio ha de trabajar. Este tipo ha tenido en época reciente muchas aplicaciones por sus ventajas sobre el sencillo.



Chimenea de equilibrio en el salto Salmon River (E.

Fig. 311 *a*.

Cuando por un aumento de energía gastada en la línea se abre el distribuidor, el nivel de agua en el tipo sencillo de chimenea desciende paulatinamente y la carga de aceleración en la tubería aumenta con lentitud. El nivel en el ensanchamiento baja por debajo de la línea de carga que corresponde a la mayor energía gastada, an-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tes que la velocidad del agua en la tubería sea acelerada a la correspondiente al caudal que demandan las turbinas. Empieza luego a elevarse el nivel de agua y sigue un movimiento pendular, hasta que queda amortiguado por la fricción.

En la chimenea diferencial, el agua baja primero en el conducto elevador, estableciendo en pocos segundos una relativa gran carga de aceleración en la tubería. El nivel en el ensanchamiento desciende lentamente, suministrando agua a la demanda que hacen las tur-

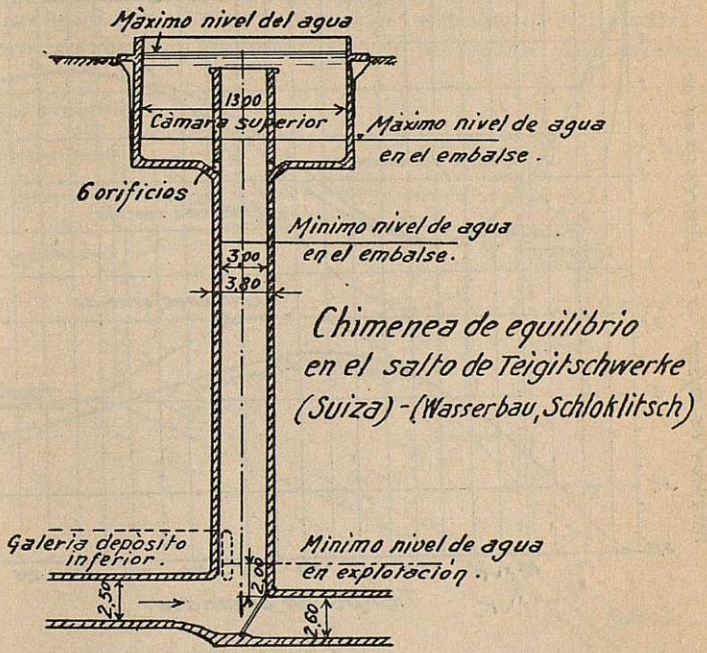


Fig. 311 *b*.

binas a través del espacio anular que queda en la base del conducto elevado. Cuando se descarga el generador, el agua se eleva inmediatamente en el conducto elevador, estableciendo una carga retardatriz, así como una carga diferencial en el espacio anular a través del que el agua penetra en el ensanchamiento.

El mérito de este tipo diferencial estriba en la separación de las funciones de acelerador o retardador de la velocidad del agua, y de suministro de agua y depósito de reserva. En la chimenea de tipo sencillo la acción sobre la velocidad de la tubería se ejerce a medida que varía el nivel del agua en el ensanchamiento; y como esto sucede lentamente, la duración hasta obtener el equilibrio es relativamente larga.

Johnson pretende que por una fijación adecuada de las dimen-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

siones de la chimenea y del espacio anular, el nivel se estabiliza en seguida en ella, a cada variación de carga.

Es interesante observar en la figura 312 la diferencia de actuación de la chimenea sencilla a la diferencial (ejemplo tomado de la discusión de la Memoria de Johnson, por R. Taylor). La chimenea sencilla tiene un diámetro igual a la diferencial y son en ambas idénticas todas las condiciones que afectan a la regulación. La sección de la chimenea sencilla era de 7,15 m²; la de la diferencial, 6,22 m²

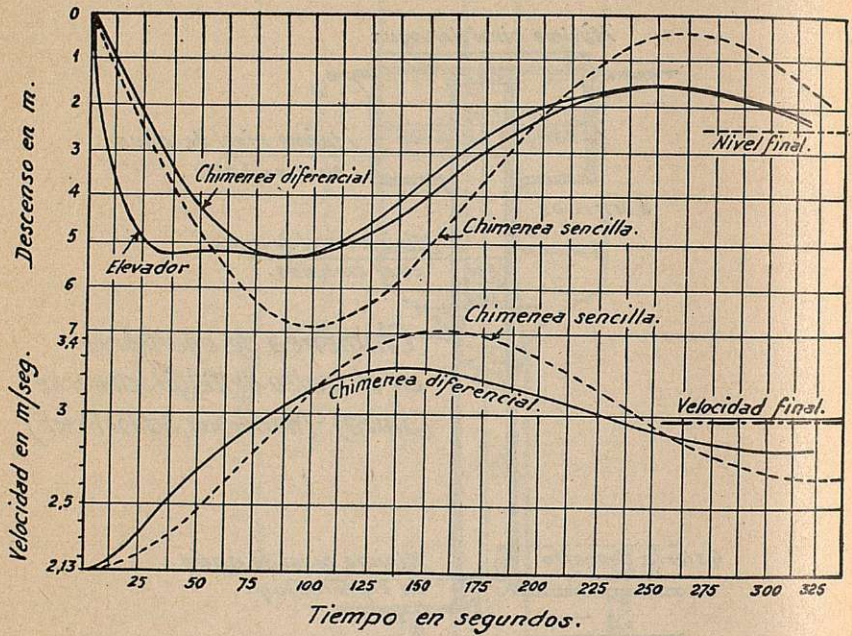


Fig. 312.

(descontado la sección del elevador); la del elevador, 0,93; la de la galería, la misma que el elevador, 0,93 m². La altura de salto bruto, 76 m; la longitud de la galería, 3 050 m, y el cambio de velocidad debida a la variación de la carga, de $v_1 = 2{,}13$ m por segundo a 3 m por segundo, y el coeficiente, $c = 0{,}2$.

En la chimenea sencilla el descenso de nivel llega a cerca de 7 m, mientras que en la diferencial, a poco más de 5 m. La velocidad en la chimenea sencilla, a 3,50 m, y en la diferencial, a 3,20 m. El decalaje en la primera ondulación es de unos 50'' en la sencilla y de unos 30'' en la diferencial. El nivel en el elevador desciende rápidamente en la diferencial, lo que produce una velocidad en la tubería superior al caso de la chimenea sencilla.

Fijación de las dimensiones de una chimenea de equilibrio en un anteproyecto.—Siguiendo al libro de Creager en su exposición y fielmente a la Memoria de Johnson, origen del método y publicada

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en los *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, volumen LXXVIII, pág. 760, 1915, exponemos a continuación la manera de fijar las dimensiones de la chimenea de equilibrio en un anteproyecto. Para un proyecto definitivo deberá hacerse un estudio más completo, y puede, para ello, consultarse los libros y artículos indicados al final en la nota bibliográfica.

Los supuestos de que parte Johnson, que no deben ser llevados al proyecto definitivo, y que con poco trabajo pueden ser modificados, son:

1.º El área del elevador se supone tan pequeña, que una variación en el nivel de agua en él, tiene lugar en un tiempo despreciable

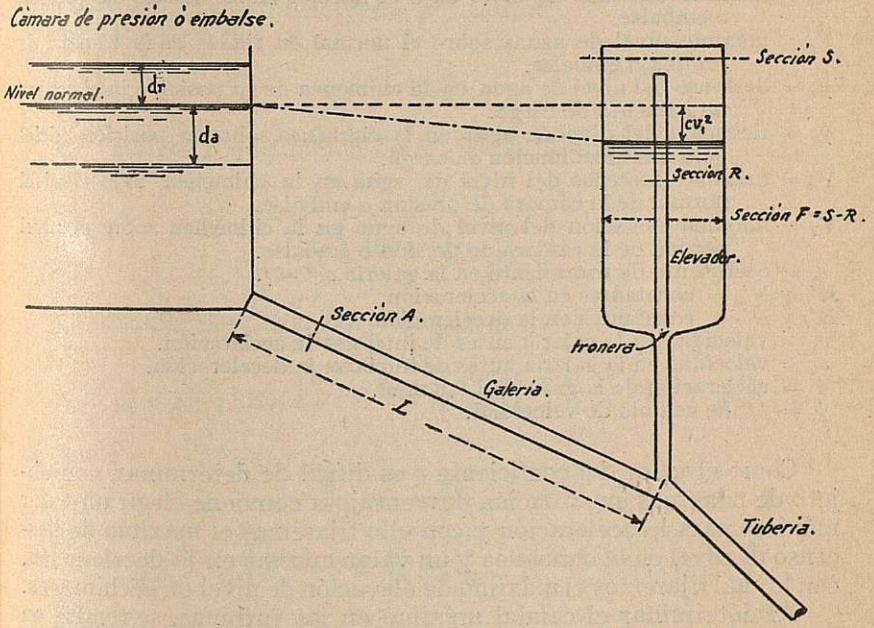


Fig. 312 *a*.

comparado con el tiempo en el que se verifica la aceleración completa de la columna de agua.

2.º El área de la tronera se supone variar según cierta ley, en virtud de la cual, cuando un cambio rápido de nivel se verifique en el elevador, el nivel de agua permanezca absolutamente estacionario en la nueva posición hasta que se realice la aceleración completa del agua en la galería.

3.º La inercia del agua en la chimenea se desprecia.

4.º El rozamiento en el elevador, altura debida a la velocidad y de vertedero cuando el agua vierte por la parte superior, se desprecian.

5.º Se computa la energía cinética en términos de la velocidad

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

media y no se tiene en cuenta la variación de velocidad en la sección transversal.

Emplearemos la nomenclatura siguiente, con unidad de medida el m, que puede aclarar la figura 312 *a*.

A = sección de la galería.
R = sección del elevador, generalmente igual a la anterior.
L = longitud de la galería desde la cámara de presión a la chimenea.
F = diferencia entre la sección total de la chimenea y la del elevador.
f_a = pérdida de carga en la galería, incluyendo la altura debida a la velocidad en el elevador, en la aceleración.
f_r = pérdida de carga, por el mismo concepto anterior, en la deceleración.
H = la menor altura neta a que trabajen las turbinas a plena carga.
d_a = máximo descenso de nivel bajo el normal en la cámara de presión o embalse.
d_r = máximo nivel de aguas sobre el normal en riadas en la cámara de presión o embalse.
y_a = descenso del nivel de agua en la chimenea de su posición inicial para un aumento de carga.
y_r = elevación del nivel de agua en la chimenea sobre su posición inicial para una disminución de carga.
Y_a = máximo descenso del nivel de agua en la chimenea bajo el nivel normal de la cámara de presión o embalse.
Y_r = máxima elevación del nivel de agua en la chimenea sobre el nivel normal de la cámara de presión o embalse.
c = coeficiente de rozamiento en la galería $cv^2 = f$.
K'_a y N'_a = constantes en la aceleración.
K'_r y N'_r = constantes en la deceleración.
v_1 = velocidad en la galería antes de iniciarse la aceleración.
v_2 = velocidad en la galería antes de iniciarse la deceleración.
g = aceleración de la gravedad 9,8 m/s².
p = °/₀ de cambio de velocidad.

Como el valor del coeficiente c es difícil de determinar, con objeto de ponernos en situación desventajosa conviene elegir un valor máximo para la aceleración y con ello fijaremos el máximo de descenso de nivel en la chimenea y un valor mínimo en la deceleración, con lo cual fijaremos el máximo de elevación de nivel en la chimenea.

Al determinar el caudal máximo en las turbinas, se tendrá en cuenta que las garantías de los fabricantes no se cumplen muchas veces. Por lo que se tomará una velocidad máxima superior a la que resulte del caudal máximo garantizado.

Se acostumbra a proyectar la chimenea para el cierre brusco de la admisión en las turbinas, caso que puede ocurrir cuando haya un cortocircuito en la línea. La fijación del aumento de carga depende del número de turbinas, la naturaleza del mercado y otras consideraciones. Puede verificarse una demanda repentina de la plena carga; pero esto ocurrirá rara vez, y aun más si hay más de una turbina instalada. Se toma como variación de carga la posible demanda del mercado. En grandes instalaciones son insignificantes las variaciones bruscas de carga pedida, mientras que para una central aislada con grandes fluctuaciones de carga el aumento brusco de la misma puede ser de consideración.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En centrales de varias unidades, abasteciendo grandes redes, se considera un aumento de 1/4 de la total (es decir, de 3/4 de carga a plena carga).

Las características de la chimenea las fijaremos por la variación de carga pedida; el estudio del cierre brusco de la admisión de las turbinas generalmente no altera las dimensiones antes fijadas y sirve sólo para hallar la altura de la chimenea.

Aceleración.—La marcha del cálculo es la siguiente:

1.º Hallar el mínimo caudal Q posible a plena carga con la menor altura de salto y el valor de v_2 correspondiente.

2.º Hallar la posible pérdida de carga máxima por rozamiento en la galería f_a para el valor de v_2. Estos dos pasos son interdependientes y sólo pueden resolverse por tanteos.

3.º Hallar c de

$$c = \frac{f_a}{{v_2}^2}$$

4.º Hallar F en función de N'_a de la fórmula

$$F = \left(\frac{N'_a}{100\, c v_2 \sqrt{\frac{2g}{AL}}} \right)^2$$

La fórmula deducida por Johnson es

$$F = \frac{AL}{2gc^2 {v_2}^2 K(1-r^2)} \left(\frac{1}{x} \log \text{nep} \frac{(x-r)(x+1)}{(x+r)(x-1)} - \log \text{nep} \frac{K}{K-1} \right)$$

de donde

$$\frac{2gc^2 {v_2}^2 F}{AL} = \left(\frac{N'_a}{100} \right)^2 =$$

$$= \frac{1}{K(1-r^2)} \left(\frac{1}{x} \log \text{nep} \frac{(x-r)(x+1)}{(x+r)(x-1)} - \log \text{nep} \frac{K}{K-1} \right)$$

en la que

$$K = \frac{y_a}{c({v_2}^2 - {v_1}^2)}$$

es el llamado factor de estabilidad;

$$r = \frac{v_1}{v_2} = 1 - p \qquad p = \frac{v_2 - v_1}{v_2} \qquad \text{y} \qquad x = \sqrt{K(1-r^2) + r^2}$$

Se ve, pues, que N'_a es función de p y K ó K'_a, ya que están ligadas por la relación $K \cdot K' = 100$. La representación de esta función para distintos valores de p nos la da el ábaco (fig. 312 *b*), y en él hay sólo que hacer notar que las curvas para la chimenea sencilla no son muy exactas, y recientes investigaciones han probado que algunas, o posiblemente todas ellas, deben ser ligeramente levanta-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

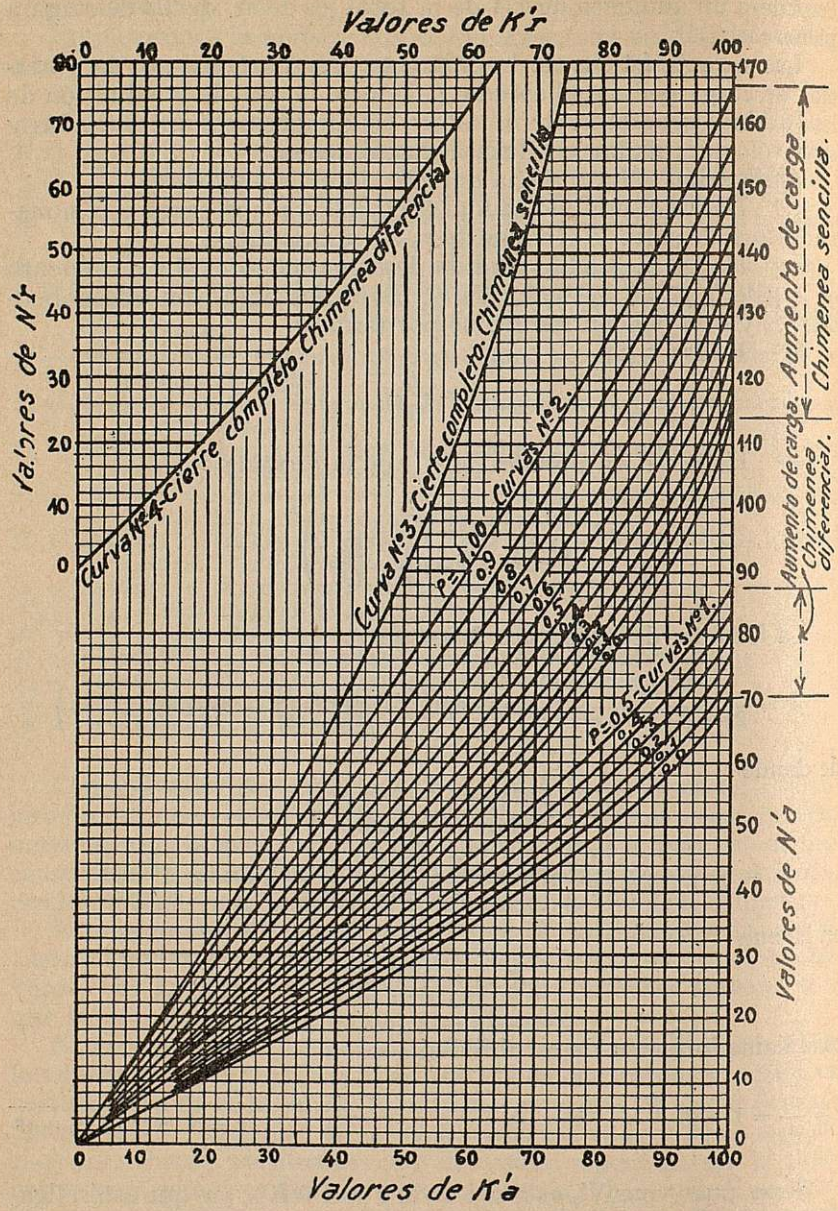


Fig. 312 $\frac{1}{2}b$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

das para los mayores valores de K'_a; por ejemplo, la curva que pasa por el punto de coordenadas $N'_a = 141{,}5$ y $K'_a = 89{,}5$ debía pasar por el de coordenadas $N'_a = 141{,}5$ y $K'_a = 87$.

5.º Se supone un cambio de velocidad de v_1 a v_2 para el que se desee proyectar la chimenea.

6.º Se halla K'_a en función de y_a de la fórmula

$$K'_a = \frac{100c(v_2^2 - v_1^2)}{y_a}$$

7.º Se suponen varios valores a y_a.

8.º Para cada valor supuesto a y_a se halla el correspondiente K'_a.

9.º Se halla p de la fórmula

$$p = \frac{v_2 - v_1}{v_2}$$

10. Hallados K'_a y p, se entra en el ábaco y se halla N'_a de las curvas N_o1 ó N_o2, según se proyecte una chimenea diferencial o sencilla.

11. Con este valor de N'_a se halla el valor de F de la fórmula del paso 4.º.

12. Se halla la caída de nivel bajo el normal, que será el ocurrido en la cámara de presión o embalse d_a más el debido a los rozamientos a lo largo de la galería.

$$cv_1^2 + d_a$$

13. Sumando este valor anterior a y_a, tenemos la máxima oscilación Y_a bajo el nivel de la cámara de presión o embalse.

14. Del valor de F hallado en el paso 2.º se obtiene el diámetro de la chimenea

$$D = \sqrt{\frac{F+R}{\frac{\pi}{4}}} = \sqrt{\frac{F+R}{0{,}785}}$$

La sección R del elevador suele ser más pequeña que la de la galería; de momento puede suponerse igual a ella, como primera aproximación.

15. Los valores de Y_a y D hallados se dibujan en forma de una curva (fig. 312 *c*).

Debe determinarse la influencia de la variación de y_a sobre la sección de la chimenea. También estudiar diferentes cambios de velocidad y otros supuestos, como la variación del valor de c y aun un cambio del área de la sección de la galería A, que puede conducir a un proyecto más económico. Pueden, pues, con facilidad tantearse varias chimeneas en un anteproyecto.

Debe dejarse bajo el nivel inferior de agua calculado en la chimenea una cierta altura como margen de seguridad, por si se pre-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sentan mayores demandas de carga, o para asegurarse contra un descenso de nivel en la chimenea superior al previsto por ser el coeficiente de rozamiento mayor que el supuesto. Las dimensiones de la tronera, así como la altura de la chimenea y elevador, en el caso de chimenea diferencial, se fijarán al estudiar la deceleración.

Deceleración

Por el estudio del cierre brusco de admisión en las turbinas fijaremos la altura de la chimenea y el área de la tronera.

Se necesita conocer la máxima velocidad que pueda presentarse en la galería y la cantidad de agua que en un cierre brusco dejan pasar la válvula de seguridad y la turbina con sus pérdidas.

Vamos a indicar cómo puede llevarse el cálculo.

1.º Hallar el máximo caudal Q a plena carga y la velocidad correspondiente v_2 en la galería en la mayor altura de salto y el valor de f_r en el paso siguiente. El valor de Q ahora es mayor que el anterior, por ser mayor la altura de salto.

2.º Hallar la mínima pérdida por rozamiento f_r en la galería para el valor de v_2.

3.º Hallar c de

$$c = \frac{f_r}{v_2^2}$$

4.º Hallar N'_r en función de F de la fórmula

$$N'_r = \left(100 c v_2 \sqrt{\frac{2g}{AL}}\right)\sqrt{F}$$

La obtenida por Johnson para el cierre completo es

$$F = \frac{AL}{2gc^2 v_2^2 K_r} \log \text{nep} \frac{K_r}{K_r - 1}$$

y poniendo

$$\left(\frac{N'_r}{100}\right)^2 = \frac{F \cdot 2gc^2 v_2^2}{AL}$$

resulta

$$\left(\frac{N'_r}{100}\right)^2 = \frac{1}{K_r} \log \frac{K_r}{K_r - 1}$$

siendo

$$K_r = \frac{y_r}{c(v_2^2 - v_1^2)}$$

llamado factor de estabilidad, que para $v_1 = 0$ queda

$$K_r = \frac{y_r}{c v_2^2}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se ve que N'_r es función sólo de K_r ó K'_r, que están ligadas por la fórmula $K\,K'_r = 100$; dando, pues, distintos valores a K_r ó K'_r se obtienen las curvas del ábaco (fig. 312 *b*, núm. 3 y núm. 4) para la chimenea sencilla o diferencial.

5.º Hallar y_r en función de K'_r de

$$y_r = \frac{100cv_2^2}{K'_r}$$

6.º Se suponen varios valores para el área F de la chimenea.

7.º Para cada uno de estos valores se halla el valor correspondiente de N'_r del paso 4.º.

8.º Con este valor de N'_r se entra en el ábaco (fig. 312 *b*) y se halla K'_r de las curvas núm. 3 ó núm. 4.

9.º Con este valor de K'_r se halla el de y_r correspondiente del paso 5.º.

10. Hallar el desnivel sobre el normal de la cámara de presión, que se compondrá de dos partes: la elevación del nivel del embalse o cámara de presión sobre el nivel normal d_r, y el descenso debido a las pérdidas por rozamiento en la galería cv_2^2 al total

$$d_r - cv_2^2$$

11. Añadido este valor algebraicamente al de y_r del paso 9.º, nos da Y_r, que es el más alto nivel alcanzado sobre el nivel normal de la cámara de presión o embalse.

12. Hallar para los valores supuestos de F el diámetro de la chimenea por la fórmula

$$D = \sqrt{\frac{F+R}{0{,}785}}$$

13. Los valores de Y_r y D de los pasos 11 y 12 se representan en dos ejes coordenados cartesianos rectangulares y se dibuja la curva que por ellos pase (fig. 312 *c*).

Las ordenadas entre las dos curvas, la encontrada en la aceleración y la hallada ahora al estudiar la deceleración por cierre brusco, dan la altura de la chimenea para un valor determinado de su diámetro. Sin embargo, deben comprobarse para la estabilidad inicial y la velocidad crítica.

Estabilidad inicial

Para conseguir que el nivel de agua quede prácticamente fijo para pequeños cambios de carga, lo que se llama estabilidad inicial, ha demostrado D. T. Thoma que la sección de la chimenea no debe ser menor que

$$F_e = \frac{AL}{2gcH}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

o el diámetro no debe ser menor que

$$D_e = \sqrt{\frac{R + \frac{AL}{2gcH}}{0{,}785}}$$

siendo c el valor del coeficiente en la deceleración y H la menor altura neta de agua a plena carga en las turbinas.

Las ecuaciones anteriores suponen constante el rendimiento de las turbinas. Johnson ha demostrado (*Transactions of American Society of Civil Engineers*, vol. LXXXII, pág. 269) que trabajando después del máximo en la curva del rendimiento las dimensiones de la chimenea han de ser mayores. Sin embargo, como la forma de la curva de rendimiento no es conocida en los anteproyectos, el diámetro aproximado de la chimenea para la estabilidad inicial se supondrá 25 por 100 mayor que el que nos resulte por las consideraciones anteriores en la chimenea diferencial y 40 por 100 mayor en la sencilla.

Velocidad crítica

Para una sección dada de la chimenea, hay una velocidad, la cual, si se reduce a cero, da la mayor elevación de nivel en la chimenea; a esta velocidad se la llama velocidad crítica. La fórmula que halla Johnson para esta velocidad es

$$v_c = \frac{1}{c}\sqrt{\frac{AL}{F}}\sqrt{\frac{e-1}{2ge}}$$

siendo e la base de los logaritmos neperianos $e = 2{,}718$.

El valor de

$$\sqrt{\frac{e-1}{2ge}} = 0{,}18$$

y se tomará para velocidad crítica

$$v_c = \frac{0{,}18}{c}\sqrt{\frac{AL}{F}}$$

o en función del diámetro

$$v_c = \frac{0{,}18}{c}\sqrt{\frac{AL}{0{,}785D^2 - R}}$$

siendo c el valor empleado en la deceleración.

La velocidad crítica puede ser mayor o menor que la de la plena carga v_2. Si es mayor que v_2 no necesita hacerse ninguna corrección en las curvas antes halladas; sólo en el caso de ser ligeramente su-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

perior a v_2 puede ser conveniente tener en cuenta la velocidad crítica en el proyecto, ya que ésta dará la mayor elevación. Si la velocidad crítica es menor que v_2, se empleará aquélla para fijar la altura de la chimenea.

Determinación de la sección a de la tronera

De la fijación del área de esta sección depende en parte el que la chimenea trabaje en buenas condiciones y el principio diferencial se cumpla con las menores oscilaciones de nivel posible.

En la aceleración deduce Johnson que al empezar esta fase para $v = v_1$ el valor de a es

$$a_o = \frac{A(v_2 - v_1)}{\sqrt{2gy_a}}$$

y cuando $v = v_2$ al final de ella

$$a_1 = \sqrt{\frac{A\,Fy_a}{L}\left(1 - \frac{1}{K}\right)}$$

siendo

$$K = \frac{y_a}{c(v_2^2 - v_1^2)}$$

siendo siempre $a_1 < a_o$.

Si no se tienen en cuenta las pérdidas por rozamiento, entonces

$$a = \sqrt{\frac{A\,Fy_a}{L}} = \text{constante}$$

En la deceleración para el cierre brusco de la admisión

$$a_1 = \sqrt{\frac{A\,Fy_r}{L}\left(1 - \frac{1}{K_r}\right)} \qquad [\alpha]$$

siendo

$$K_r = \frac{y_r}{cv_2^2}$$

y para la velocidad crítica

$$a_1 = \frac{A}{\sqrt{2gce}} \qquad [\beta]$$

El área determinada en la aceleración no debe exceder este límite. Generalmente, el mejor resultado se obtiene empleando un valor un poco inferior a a_o, y Taylor da la siguiente regla práctica para la determinación

$$a = a_o - m(a_o - a_1)$$

variando m entre 0,1 y 0,3, usando 0,1 cuando la diferencia entre los dos valores es grande y 0,3 cuando sea pequeña. Siendo a y a_1 los valores obtenidos en la aceleración y limitando el valor a de la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tronera obtenida el dado por la fórmula [α], o en el caso de emplear la velocidad crítica el dado por [β], a los cuales será siempre inferior. Esto ocurre siempre que en la aceleración

$$2r \leqq cv_2 \sqrt{\frac{2gF}{AL}} + \frac{1}{10}$$

En todas estas fórmulas se supone para las troneras un coeficiente de descarga de 100 por 100; así que la sección adoptada será un poco mayor para compensar las pérdidas. El coeficiente de descarga, según Calame y Gaden, es de 0,60.

Ilustraremos con un ejemplo esta exposición de cálculo.

Ejemplo

Aceleración:

1.° Sea $Q = 8{,}27\ \text{m}^3/\text{s}$, $v_2 = 2\ \text{m/s}$

2.° $f_a = 5{,}6$ m obtenida por alguna de las fórmulas que den la pérdida de carga.

3.° $$c = \frac{f_a}{v_2^2} = \frac{5{,}6}{4} = 1{,}4\ \text{s}^2/\text{m}$$

4.° $A = 4{,}1\ \text{m}^2$ $\qquad L = 3\,900$ m

tendremos

$$F = \left(\frac{N'_a}{100cv_2\sqrt{\frac{2g}{AL}}}\right)^2 = \left(\frac{N'_a}{9{,}77}\right)^2$$

5.° Q varía de 6,2 m³/s a 8,27 m³/s y la velocidad correspondiente cambia de $v_2 = 2$ m/s a $v_1 = 1{,}5$ m/s.

6.° $$K'_a = \frac{100c(v_2^2 - v_1^2)}{y_a} = \frac{245{,}13}{y_a}$$

7.°	Valores supuestos de y_a	2,5	3	4,5	6
8.°	Valores de K'_a de $K'_a = \frac{245{,}13}{y_a}$	99,32	80,45	53,64	40,21
9.°	$p = \frac{2 - 1{,}5}{2} = 0{,}25$	»	»	»	»
10.	Valores de N'_a del ábaco curvas N.° 1	78	56	34,5	25
11.	Valores de F de $F = \left(\frac{N'_a}{9{,}77}\right)^2$	63,6	32,79	12,43	6,54
12.	Suponiendo $d_a = 4{,}10$ m tendremos				
	$cv_1^2 + d_a = 1{,}4 \cdot \overline{1{,}5}^2 + 4{,}10$	7,27	7,27	7,27	7,27
13.	Nivel inferior $Y_a = y_a +$ anterior	9,77	10,27	11,77	13,27
14.	Siendo $A = 4{,}10\ \text{m}^2$ tendremos				
	$D = \sqrt{\frac{F + 4{,}1}{\frac{\pi}{4}}} = \sqrt{\frac{F + 4{,}10}{0{,}785}}$	9,3	6,86	4,6	3,69

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Vamos a representar los resultados obtenidos en 13 y 14 en la figura 312 *c*.

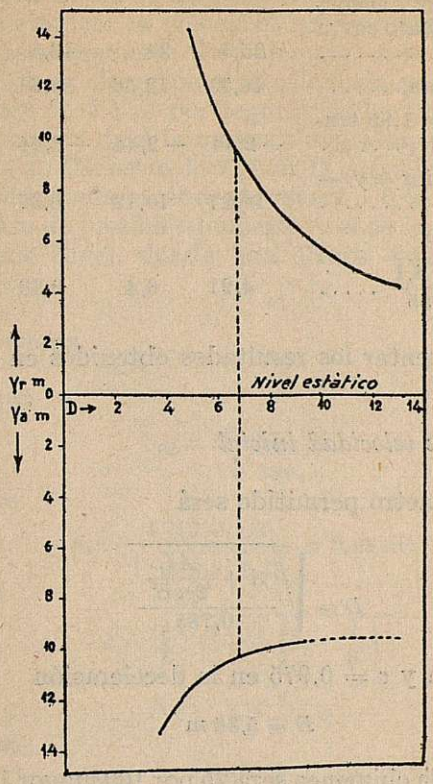


Fig. 312. *c*.

Deceleración:

1.° Siendo $Q = 8{,}6\ \text{m}^3/\text{s}$ y $v_2 = 2{,}1\ \text{m/s}$

2.° $$f_r = 4{,}26\ \text{m}$$

3.° El valor de c será

$$c = \frac{4{,}26}{2{,}1^2} = 0{,}975\ \text{s}^2/\text{m}$$

4.° $$A = 4{,}1\ \text{m}^2 \quad \text{y} \quad L = 3\,900\ \text{m}$$

$$N'_r = \left(100 \times 0{,}975 \times 2{,}1 \sqrt{\frac{2 \times 9{,}8}{4{,}1 \times 3\,900}}\right)\sqrt{F}$$

$$N'_r = 7{,}11\sqrt{F}$$

5.° Para cierre completo calcularemos

$$y_r = \frac{100 c v_2^2}{K'_r} = \frac{427}{K'_r}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

6.°	Valores supuestos a F....	14,86	27,87	65,03	83,61	126,35
7.°	Los valores de N'_r serán..	27,5	37,5	57,3	65,1	80
8.°	Los valores de K'_r encontrados en el ábaco curva número 4	25,5	34	48,5	55	63,5
9.°	El valor de y_r será	16,71	12,56	8,81	7,77	6,71
10.	Suponiendo $d_r = 1{,}85$ tendremos $d_r - cv_2{}^2$.....	— 2,44	— 2,44	— 2,44	— 2,44	— 2,44
11.	$Y_r = y_r +$ anterior $= y_r -$ — 2,44.....	14,27	10,12	6,37	5,33	4,27
12.	Como $A = 4{,}10$ $D = \sqrt{\frac{F + 4{,}1}{0{,}785}}$	4,91	6,4	9,39	10,58	12,9

Vamos a representar los resultados obtenidos en 12 y 11 en la figura 312 *c*.

Comprobación de la velocidad inicial

El mínimo diámetro permitido será

$$D = \sqrt{\frac{A + \frac{AL}{2gcH}}{0{,}785}}$$

siendo $H = 45{,}7$ m y $c = 0{,}975$ en la deceleración

$$D = 5{,}36 \text{ m}$$

El diámetro de la chimenea será 25 por 100 mayor $1{,}25 \times 5{,}36 = 6{,}70$ m.

Indicamos el resultado en el gráfico (fig. 312 *c*).

Comprobación de la velocidad crítica

Sabemos que

$$v_c = \frac{0{,}18}{c} \sqrt{\frac{AL}{0{,}785D^2 - A}}$$

en nuestro caso

$$v_c = \sqrt{\frac{695}{D^2 - 5{,}22}}$$

para

$D =$	4,572	6,096	7,62	10,66	12,92	13,71

se deduce

$v_c =$	6,73	4,71	3,66	2,56	2,09	1,97

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Como la velocidad usada en la deceleración ha sido 2,1 m por segundo, no necesitamos hacer ninguna corrección para diámetros inferiores a 12,92 m. Si se quisiera adoptar un diámetro superior, se tendría que emplear la velocidad crítica para determinar la altura de la onda ascendente. Por ejemplo, si se desea adoptar un diámetro de 13,7, la elevación será calculada para la velocidad crítica 1,97, en vez de 2,1 m por segundo antes usada. La velocidad 1,97 siendo la crítica dará la mayor elevación.

Si se adopta un diámetro de 9,15 m, la curva figura 312 *c* muestra que el límite de la onda ascendente estará a 6,55 sobre el nivel normal de la cámara de presión o embalse, y el de la descendente a 9,75 bajo este mismo nivel, dando una altura total de chimenea de 16,3 m.

Sección de la tronera

Sabemos que

$$a_o = \frac{A(v_2 - v_1)}{\sqrt{2gy_a}}$$

en nuestro caso

$$a_o = \frac{4,1(2 - 1,5)}{\sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 2,48}} = 0,29 \text{ m}^2$$

El valor de

$$a_1 = \sqrt{\frac{A\,Fy_a}{L}\left(1 - \frac{1}{K}\right)}$$

$$K = \frac{y_a}{c(v_2^2 - v_1^2)}$$

en nuestro caso

$$K = \frac{2,48}{1,4(2^2 - 1,5^2)} = 1,013$$

$$a_1 = \sqrt{\frac{4,1 \cdot 63,65 \cdot 2,48}{3\,900} \cdot 0,0116} = 0,002 \text{ m}^2$$

como la diferencia es muy grande, tomaremos

$$a = 0,29 - 0,1(0,29 - 0,002) = 0,26 \text{ m}^2$$

siendo los valores límites en la deceleración

$$a_1 = \sqrt{\frac{A\,Fy_r}{L}\left(1 - \frac{1}{K_r}\right)} \qquad K_r = \frac{y_r}{cv_2^2} = \frac{8,99}{0,975 \cdot 2,1^2} = 2,1$$

$$a_1 = 0,56 \text{ m}^2$$

y en el caso de la velocidad crítica

$$a_1 = \frac{A}{\sqrt{2gce}} = 0,57 \text{ m}^2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Hemos supuesto un coeficiente de descarga a través del poste de 100 por 100. Como será inferior tendremos que aumentar la sección del poste antes obtenida, y si el coeficiente de descarga es 0,6

$$a = 0{,}43 \text{ m}^2$$

Con esto tenemos completamente proyectada la chimenea diferencial.

De igual modo y con la misma sencillez hubiéramos proyectado la sencilla.

BIBLIOGRAFÍA

«The differential surge tank», by R. O. JOHNSON. *Transactions of American Society of Civil Engineers*, 1915, tomo LXXVIII, pág. 760.

«The Surge Tank in Water Power Plants». *Transactions of American Society of Mechanical Engineers*, 1908, vol. 30, pág. 443.

«Surge tanks», by B. F. JAKOBSEN. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. LXXXV, pág. 1357 (1922).

«Application of the law of kinematic similitude to the surge chamber problem», by W. F. DURAND. *American Society of Mechanical Engineers*, 1921.

GADEN ET CALAMÉ. *Théorie des chambres d'équilibre*, 1926.

«Sul calcolo dei pozzi piezometrici per impianti industriali». *L'Energia Elettrica*, 1925, pág. 988.

G. FENO. «Sui criteri di calcolo delle camere di oscillazione (pozzi piezometrici) per gli impianti idroeletrici», *Il Monitore Tecnico*, Milano, julio y agosto 1924.

O. T. THOMA. *Zur Theorie des Wasserschlosses bei Selbsttätig geregelten Turbinenlagen.*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XVI

PERDIDAS DE CARGA EN LAS TUBERIAS

Pérdidas de carga en la tubería.—Toda masa de agua que se encuentre en cierta posición elevada, tiene una energía potencial con respecto a un cierto nivel inferior al que el agua pueda conducirse.

Pero esta energía potencial no puede aprovecharse por completo. En la conducción y desagüe de dicha masa de agua se originan pérdidas que hay que deducir de la energía potencial para obtener la aprovechable.

Estas pérdidas son:

1.ª Pérdida de entrada del agua en la tubería.
2.ª Idem por rozamiento a lo largo de ella.
3.ª Idem por desviación en los codos.
4.ª Idem en los cambios de sección.
5.ª Idem en las llaves.
6.ª Idem en las bifurcaciones.
7.ª Idem por la velocidad necesaria para el desagüe.

Vamos a detallar dichas pérdidas fijando la altura de carga que por cada una hay que restar de la total o diferencia de nivel de agua entre el de la cámara de presión y el del desagüe en aguas tranquilas.

Pérdida debida a la entrada.—Se produce por dos causas:

a) Por la creación de la velocidad necesaria para el paso del caudal por la sección de entrada de la tubería.
b) Por roce de los filetes líquidos al dirigirse éstos a la embocadura y por contracción en ella de la vena líquida.

a) Suponiendo que la velocidad en la cámara de presión es despreciable, llamando v a la velocidad en la entrada de la tubería, la carga necesaria para aquélla será:

$$h_{1v} = \frac{v^2}{2g}$$

Esta carga puede o no considerarse perdida. Lo es si el tubo descarga en un depósito o canal. Si lo hace en una turbina de cámara cilíndrica se pierde próximamente un 50 por 100. Si descarga en una turbina de cámara espiral, la pérdida es sólo un 10 por 100.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Y si la descarga se hace a través de una tobera o inyector para el caso de ruedas Pelton, no se pierde nada de dicha carga.

La práctica usual, para que la pérdida de carga por rozamiento de la tubería se mantenga dentro de cifras moderadas, así como el golpe de ariete, y por circunstancias de buen funcionamiento del regulador de la turbina, es que la velocidad oscile entre 1,20 y 3 m por segundo. La pérdida de carga de creación de velocidad variará entonces entre 0,05 y 0,46 m.

b) Pérdida por contracción. Si llamamos S el área de la sección de la tubería, la sección de la vena contraída será cS, siendo c un coeficiente menor que la unidad, que difiere según la forma de la embocadura. La velocidad en la sección normal de la embocadura, llamándola v, la de la sección contraída será $\frac{v}{c}$; y la pérdida por paso de una a otra será:

$$h_{1c} = \frac{1}{2g}\left[\frac{v^2}{c^2} - v^2\right] = \frac{v^2}{2g}\left[\frac{1}{c^2} - 1\right]$$

La pérdida de carga total por *a*) y por *b*) será:

$$h_1 = h_{1v} + h_{1c} = \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2}{2g}\left[\frac{1}{c^2} - 1\right] = \frac{v^2}{2g}\,\frac{1}{c^2}$$

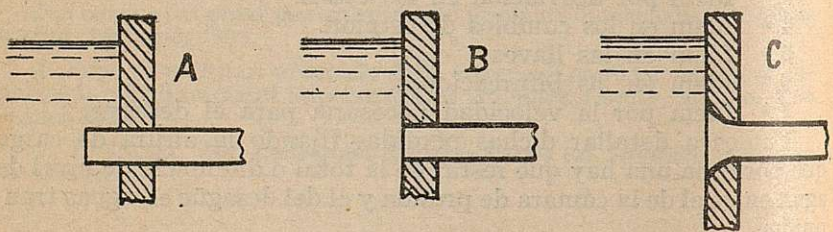


Fig. 313.

El valor de c difiere según la forma de la embocadura. En la figura 313 se indican tres formas. En la A, $c = 0{,}72$; $\frac{1}{c^2} = 1{,}93$. En la B, $c = 0{,}82$; $\frac{1}{c^2} = 1{,}48$. En la c, $c = 0{,}97$; $\frac{1}{c^2} = 1{,}06$. Estas variaciones de valores demuestran la importancia de abocinar la embocadura. Supongamos, por ejemplo, que $v = 3$ m por segundo. Las pérdidas de carga con las diversas formas de embocadura serán:

$$(A) \qquad h_1 = 1{,}93\,\frac{v^2}{2g} = 1{,}93\,\frac{9}{19{,}60} = 0{,}88 \text{ m}$$

$$(B) \qquad h_1 = 1{,}48\,\frac{v^2}{2g} = 1{,}48\,\frac{9}{19{,}6} = 0{,}67 \text{ m}$$

$$(C) \qquad h_1 = 1{,}06\,\frac{v^2}{2g} = 1{,}06\,\frac{9}{19{,}6} = 0{,}48 \text{ m}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La embocadura debe ser siempre abocinada y el diámetro de este abocinamiento suele ser de 1,20 a 1,50 el de la tubería y enlazarse con ésta en una longitud próximamente igual.

Weisbach recomienda un abocinado como el que indica la figura 314, haciendo los lados un ángulo de 67° con el plano del orificio en un punto distante $\frac{d}{10}$ de tal plano.

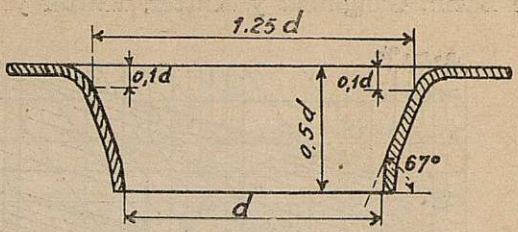


Fig. 314.

Pérdida debida al rozamiento a lo largo de la tubería. — Es mucho más importante que las demás, y por ello muchas veces la única que se tiene en cuenta.

Numerosas son las fórmulas dadas para hallar esta pérdida, y ha sido raro el autor que no llegó a una suya hallando una media entre las existentes. Vamos a indicar las más empleadas y los límites de su empleo.

Para tubos pequeños hasta 500 mm parece ser la más empleada la de Darcy, dada en la forma

$$\frac{1}{4} Di = \left(\alpha + \frac{\beta}{D}\right) v^2$$

siendo

$$\alpha = 0{,}000507 \qquad \text{y} \qquad \beta = 0{,}00001294$$

poniéndola en forma

$$h_2 = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \qquad \lambda = 0{,}03975 + \frac{0{,}0010145}{D}$$

siendo D el diámetro en m; v, velocidad en metros por segundo; $\frac{h_2}{L} = i$.

Para facilitar el empleo de la fórmula, incluímos el ábaco figura 315 *a*, en el que entrando con D e i obtenemos v o Q en litros por segundo.

Se ha empleado en España bastante para diámetros hasta 1 m la fórmula de Sonier

$$i = 0{,}00132 \frac{v^2}{D^{1,3}}$$

o, en otra forma,

$$h_2 = 0{,}00214 L \frac{Q^2}{D^{5,3}}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

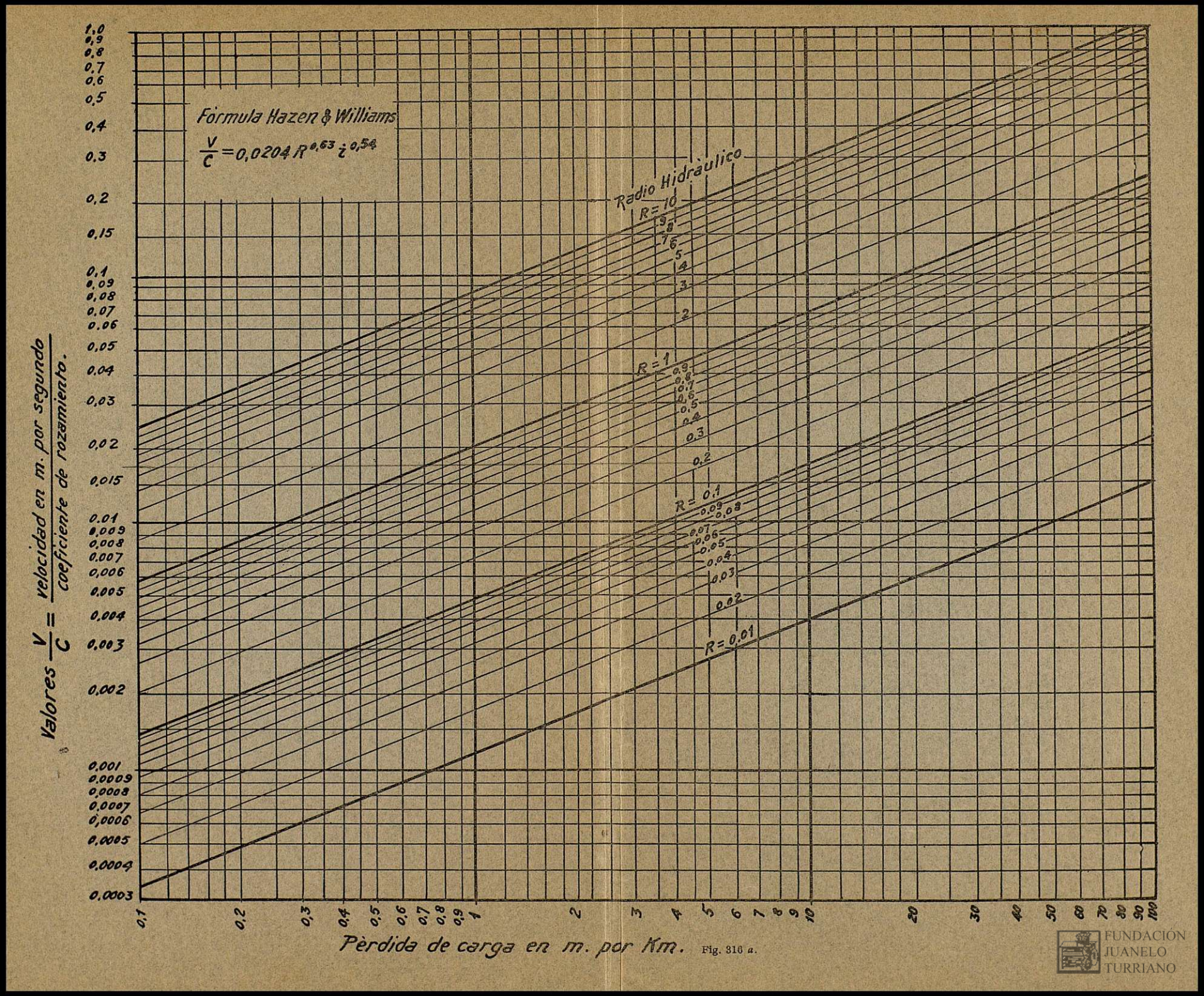


Fig. 316 a.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El ábaco figura 315 *b* facilita el empleo de esta fórmula.

Ha habido muchos autores partidarios del empleo en el cálculo de las tuberías de las mismas fórmulas usadas en el cálculo de los canales, y en este sentido se han empleado bastante las fórmulas de Bazin, Ganguillet y Kutter, Kutter y Manning, y entre ellas,

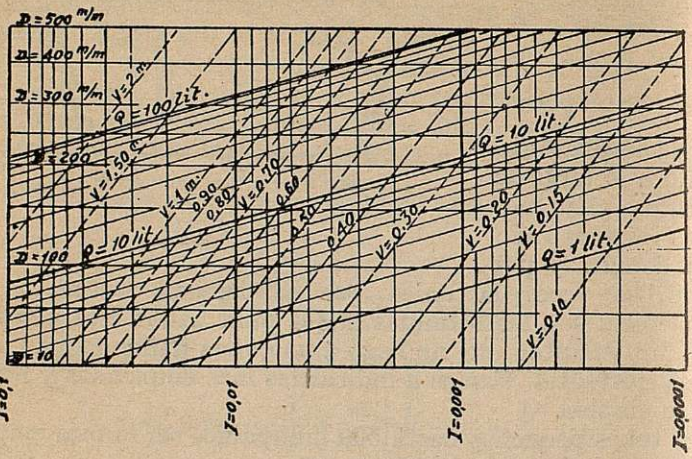


Fig. 315 *a*.

por su mayor sencillez y dar resultados satisfactorios, la de Bazin. Los coeficientes a emplear son los mismos.

Tendiendo a la simplicación de las fórmulas para canales y tuberías se han dado diversas expresiones, y entre ellas merecen destacarse, por su generalidad y gran empleo, la americana de Hazen y Williams y la europea de Strickler.

La de Hazen y Williams, publicada en sus *Hydraulic Tables*, 1920, tiene por expresión, en unidades inglesas,

$$v = 1{,}32CR^{0{,}63}i^{0{,}54}$$

y pasada a unidades métricas

$$v = 0{,}85CR^{0{,}63}i^{0{,}54}$$

conservando C el mismo valor que en la expresión primitiva y siendo v la velocidad en metros por segundo y R el radio hidráulico en m.

Los valores de C son:

Tuberías de fundición nueva		114 a 146	(media 130)
» » usada..	hasta 30 años	87 a 120	» 100)
	de 30 a 50 »	70 a 80	» 75)
» palastro roblonado nuevo		97 a 131	» 114)
» » » usado		89 a 113	» 97)
» hormigón armado		100 a 156	» 128)
» madera		113 a 129	» 121)

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

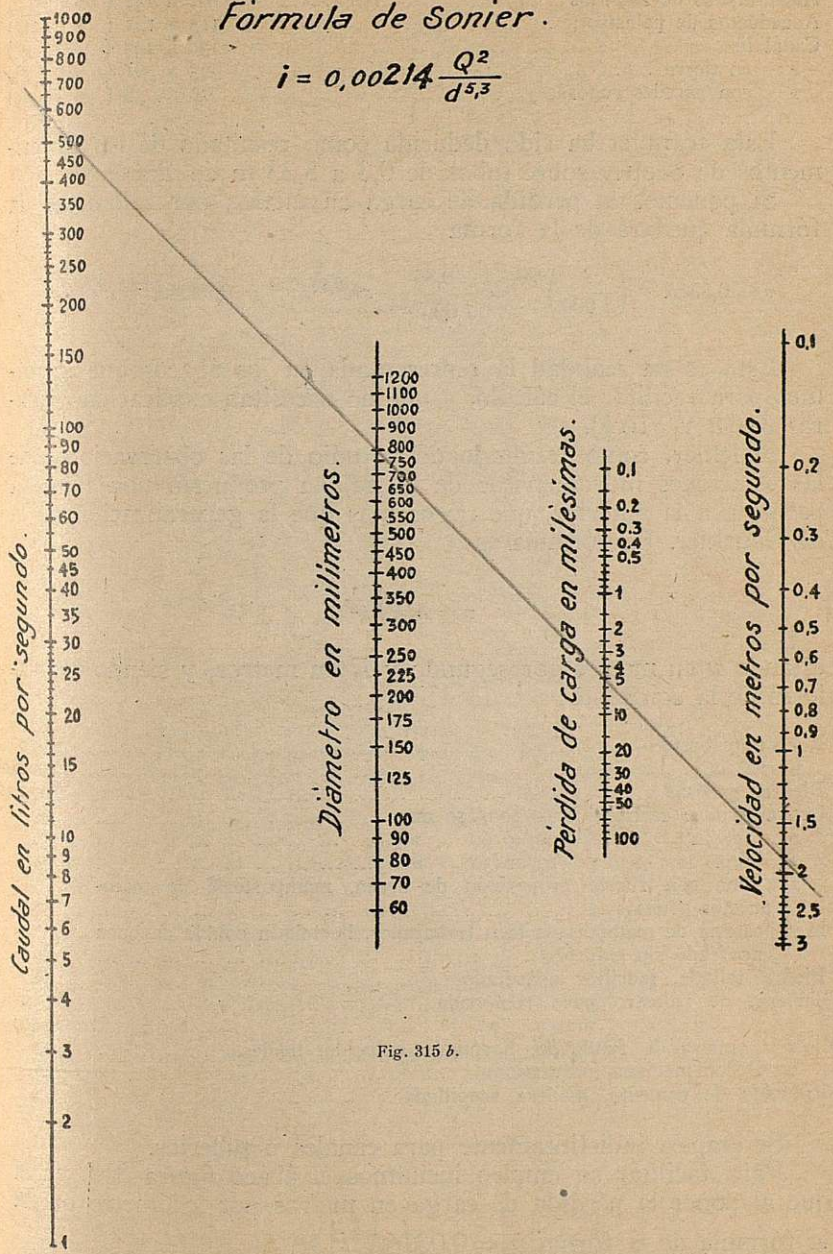


Fig. 315 *b*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Acueductos de mampostería	114 a 145	(media	130)
Alcantarillas de ladrillos	102 a 141	(»	122)
Acueductos de palastro	113 a 121	(»	117)
Canal liso	136 a 145	(»	140)
» en tierra	45 a 61	(»	53)
» con paredes rugosas	30 a 38	(»	34)

Esta fórmula ha sido deducida como resultado de los experimentos de Scobey sobre tubos de 0,3 a 5,25 m de diámetro.

Si ponemos la pérdida de carga en metros por kilómetro, la fórmula quedará de la forma

$$v = 0{,}85cR^{0{,}63}\left(\frac{i}{1\,000}\right)^{0{,}54} = \frac{0{,}85}{1\,000^{0{,}54}}\,cR^{0{,}63}i^{0{,}54} = 0{,}0204R^{0{,}63}i^{0{,}54}\cdot c$$

Esta es en realidad la representada en los ábacos que incluímos para facilitar el cálculo, y que no necesitan explicación (figuras 316 *a* y 316 *b*).

Strickler, como resultado del estudio de las observaciones de las estaciones hidrométricas de Suiza, ha propuesto una fórmula parecida a la anterior, que no es más que la generalización de la de Gauckler. La fórmula es

$$v = MR^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}}$$

estando v en metros por segundo y R en metros, y siendo los valores de la constante:

Roca muy basta	15-20
» media	20-28
Piedras gruesas	25-30
Grava gruesa cercana a 50/100/150 mm	35
» media » 20/40/60 »	40
» fina » 10/20/30 »	45
» fina con fuerte proporción de arena, mampostería de mampuestos gruesos	50
Mampostería de mampuestos bien trabajados, hormigón colado en buen encofrado sin enlucido	60
Piedra tallada, ladrillos aparejados	80
Tubería de palastro poco roblonada	65-70
» » muy »	85-100
» nueva de fundición, hormigón enlucido, madera	90
» con mediana incrustación	70
Enlucido de cemento, madera acepillada	100

Se emplea indistintamente para canales o tuberías.

Para facilitar su empleo incluímos el ábaco figura 317, en el que al poner la pérdida de carga en metros por kilómetro queda la fórmula de la forma $v = 0{,}0316R^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}}M$.

Scobey, en el *Engineering News-Record* (febrero 1931), indica una fórmula para tubos de palastro como resultado de 1 200 observaciones con 200 clases de tubos de diámetros comprendidos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

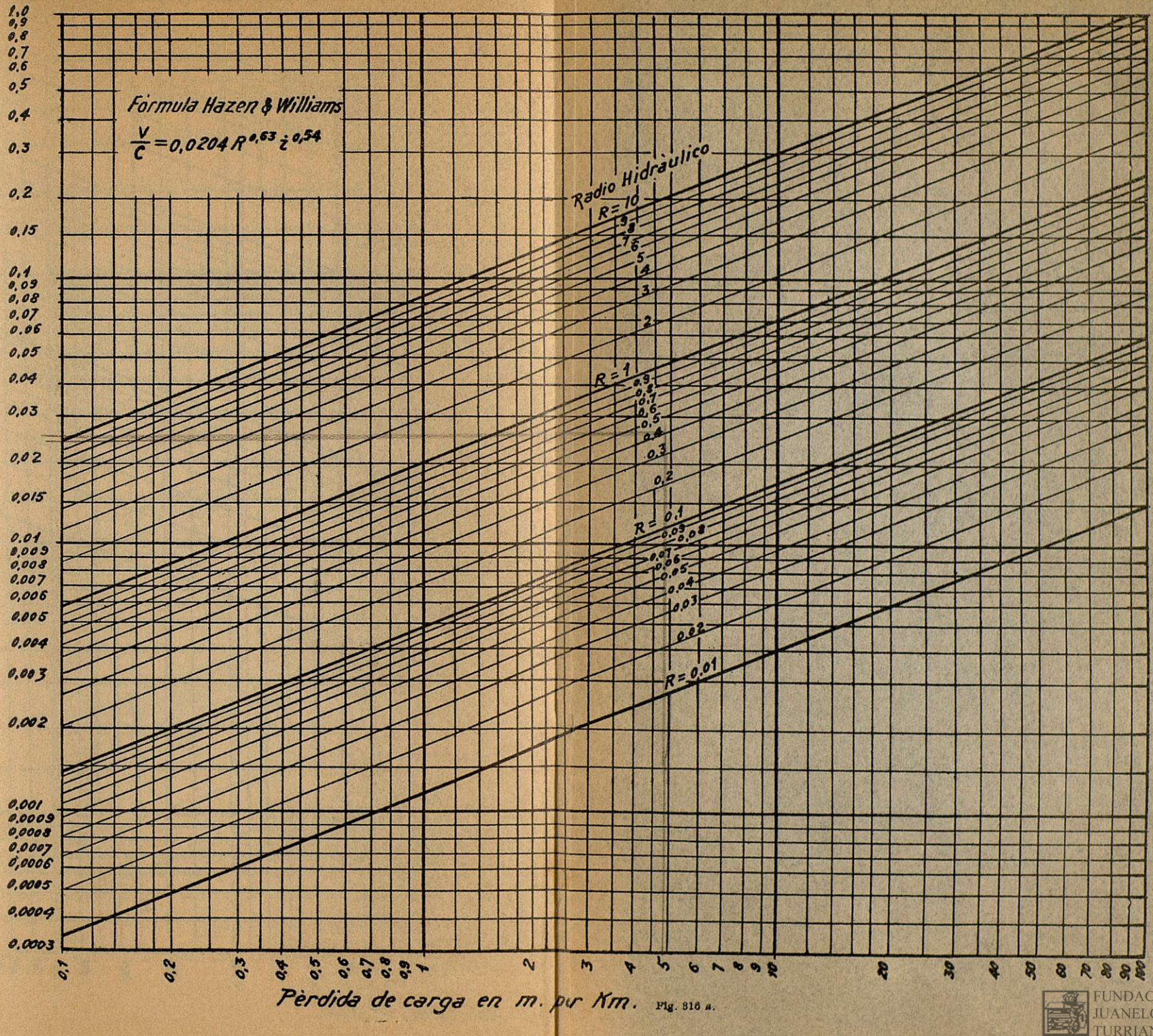


Fig. 316 a.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

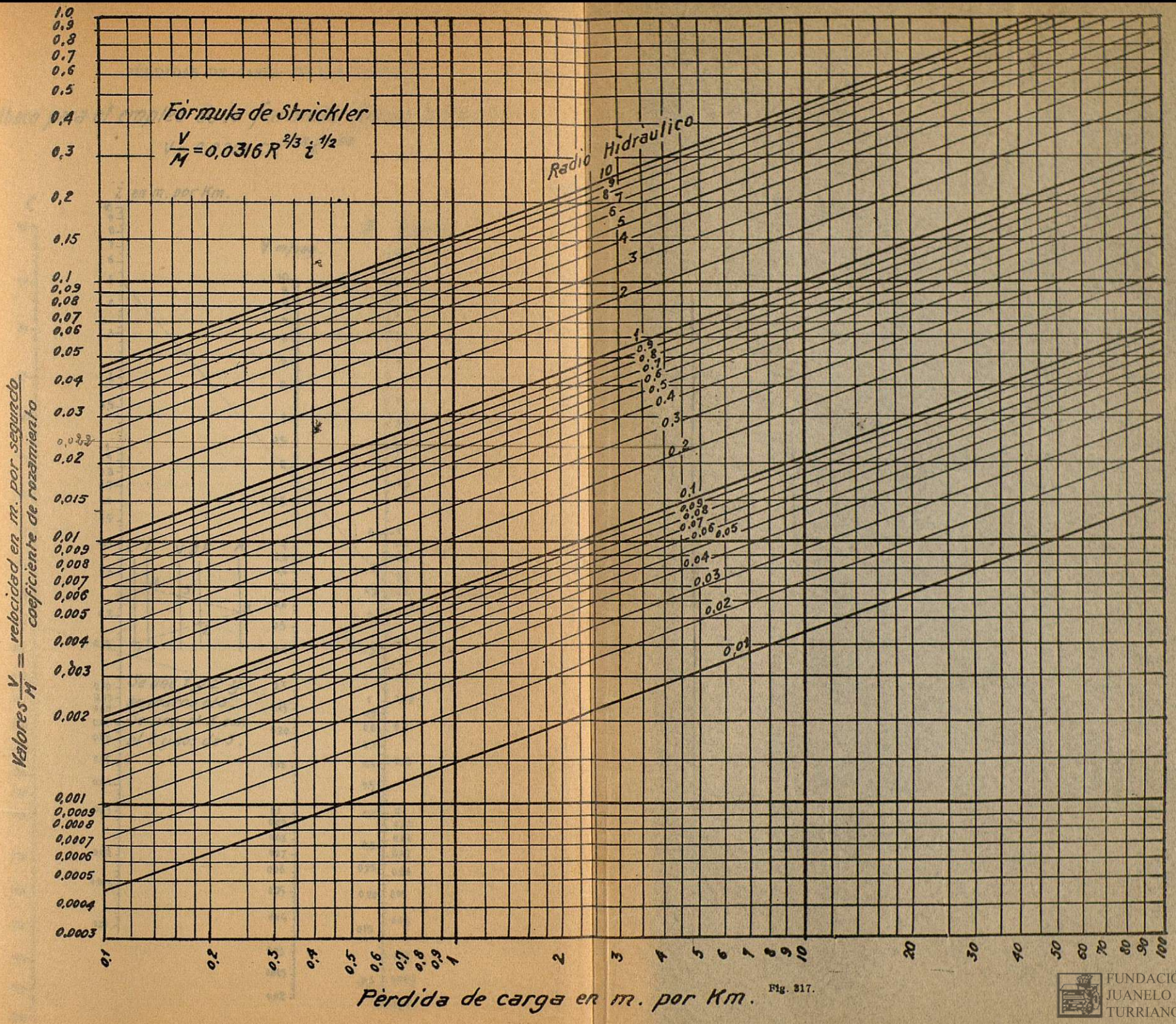


Fig. 317.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

Abaco para el empleo de la formula Hazen Williams

$$V = 0{,}0204\, C R^{0{,}63} i^{0{,}54}$$

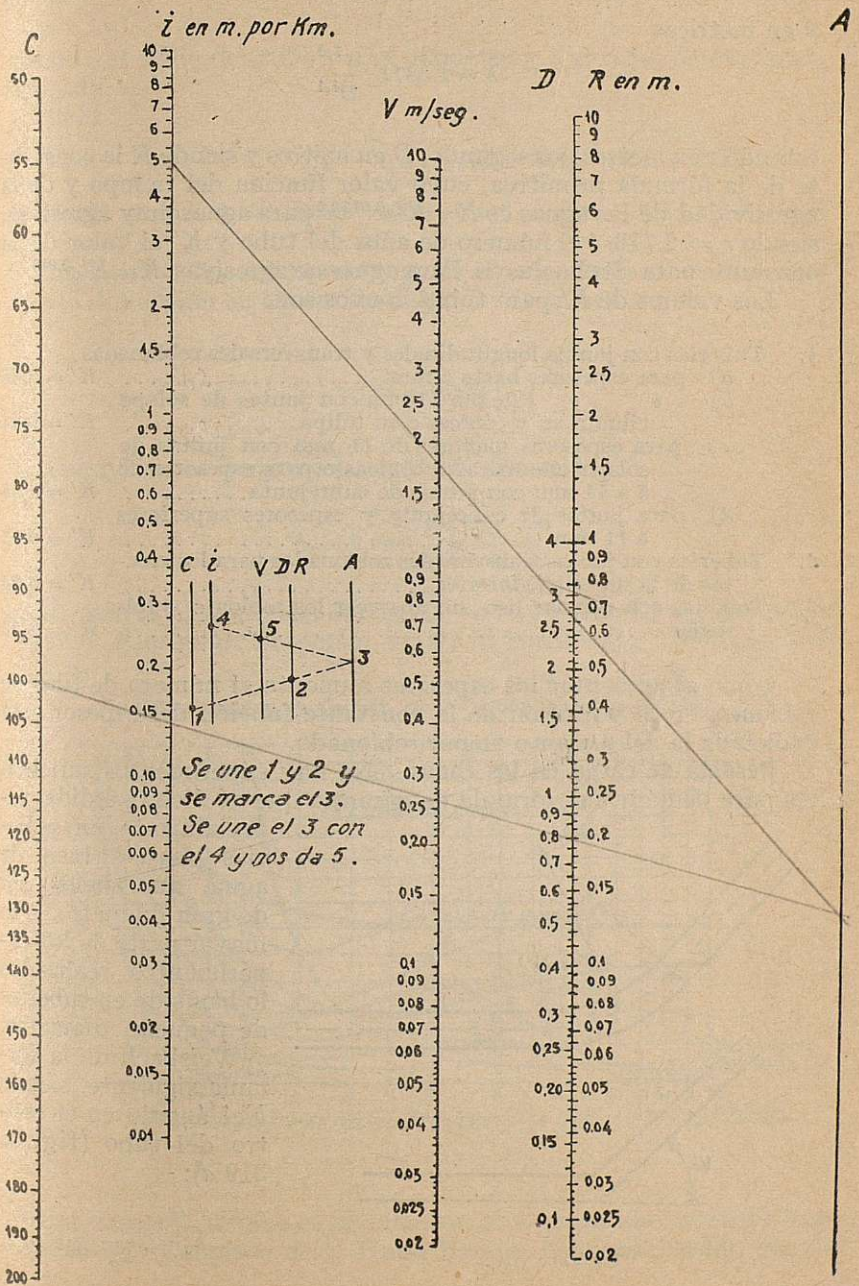


Fig. 316 *b*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

entre 0,1 y 4,25 m y velocidades entre 0,2 y 7 m por segundo. La fórmula en medidas inglesas es

$$h = K \frac{v^{1,9}}{D^{1,1}}$$

y en métricas

$$h = 2,587K \frac{v^{1,9}}{D^{1,1}}$$

estando v en metros por segundo; D en metros y siendo K la constante de la fórmula primitiva, cuyo valor función del tiempo y de la agresividad de las aguas es $K = K' e^{0,015 \cdot t}$ para aguas muy agresivas, siendo $e = 2,718$, t el número de años del tubo y K' el valor de la constante para el tubo nuevo. Para aguas no agresivas, $K = K' e^{0,015 \cdot t}$.

Los valores de K' para tubos nuevos son:

1.° Tuberías con juntas longitudinales y transversales roblonadas:
- *a)* para espesores hasta 5 mm..... $K' = 0,38$
- *b)* » » de 5 a 11 mm con juntas de solape cilíndricas y cónicas o en tulipa..... $K' = 0,44$
- *c)* para espesores mayores de 11 mm con juntas de solape cilíndricas o cónicas o para espesores de 5 a 11 mm con juntas de cubrejunta..... $K' = 0,48$
- *d)* para juntas de cubrejunta y espesores superiores a 11 mm..... $K' = 0,52$

2.° Tuberías con juntas transversales roblonadas para los efectos de la superficie interior..... $K' = 0,34$

3.° Tuberías con interior liso, sin aparecer los roblones, o soldadas..... $K' = 0,32$

Como al aumentar los espesores aumenta el número de filas de roblones, en la variación de la constante función del espesor está embebida la del mayor o menor roblonado.

Pérdida de carga en los codos.—No hay experimentos suficientes para deducir una fórmula de garantía que dé dicha pérdida, especialmente en tuberías para saltos de agua, que suelen ser de gran diámetro, y la mayor parte de los experimentos realizados lo han sido en tuberías de pequeño diámetro.

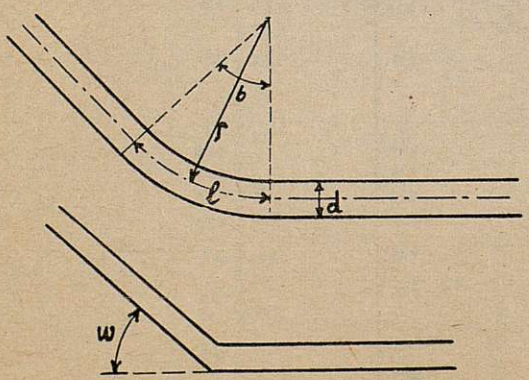


Fig. 319 *a* y *b*.

Weisbach da la fórmula siguiente, siendo b el ángulo en el centro del tubo (figura 319 *a*):

$$h_3 = \zeta \frac{v^2}{2g} \frac{b}{90°}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y el valor de la constante es, para tubos circulares,

$$\zeta = 0{,}131 + 1{,}848\left(\frac{d}{2\rho}\right)^{\frac{7}{2}} = 0{,}131 + 0{,}163\left(\frac{r}{\rho}\right)^{\frac{7}{2}}$$

siendo r el radio del tubo y d el diámetro y ρ el radio de curvatura del codo.

Para

$\frac{r}{\rho} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$\zeta_1 =$	0,131	0,138	0,158	0,206	0,294	0,440	0,661	0,977	1,408	1,979

Para tubos de sección rectangular el valor de la constante, siendo s la dimensión en el sentido del radio de curvatura, es

$$\zeta = 0{,}124 + 0{,}274\left(\frac{s}{\rho}\right)^{\frac{7}{2}}$$

Saint Venant propone la siguiente fórmula:

$$h_3 = 0{,}096\,\frac{l}{\rho}\sqrt{\frac{d}{\rho}}\,\frac{v^2}{2g}$$

en la que l es el desarrollo del eje del codo y ρ el radio de curvatura. Vidal y Kauffman proponen variar el coeficiente 0,096 por 0,20

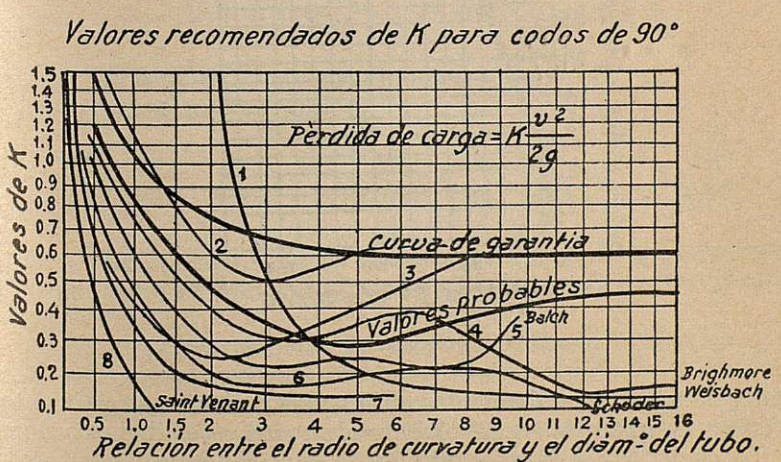


Fig. 318 *a*.

a consecuencia de sus experimentos, y a resultado parecido llega Bouchayer (Congreso de la Hulla Blanca, Grenoble, 1925), que da

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

el valor 0,192. Con el valor 0,2 la fórmula de Saint-Venant puede ponerse en la forma

$$h_3 = K \frac{b}{90°} \frac{v^2}{2g}$$

siendo

$$K = 0{,}157 \left(\frac{d}{\rho}\right)^{\frac{3}{2}}$$

W. Creager da las dos curvas (figuras 318 *a* y 318 *b*); la de la figura 318 *a* da los valores del coeficiente de la fórmula $h_3 = K \frac{v^2}{2g}$ de pérdida de carga en codos de 90°, entrando con la relación $\frac{\rho}{d}$ como abscisas. En dicha figura hay dos curvas: la de valor probable es la

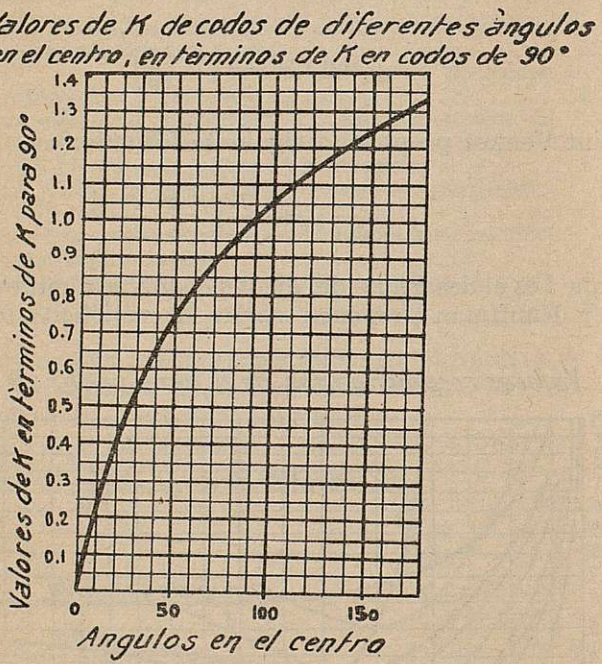


Fig. 318 *b*.

media de los valores deducidos en los más recientes experimentos; la curva de garantía en envolvente de todos estos dichos valores.

La curva 318 *b* es una auxiliar de la 318 *a* para encontrar los valores de K en codos de ángulos en el centro diferentes de 90°. Entrando con el valor del ángulo como abscisa en la curva 318 *b*, encontramos un coeficiente que, multiplicado por el valor de K encontrado en la 318 *a* (entrando en ésta como abscisa con la rela-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ción $\frac{\rho}{d}$), nos da el valor de K que hay que aplicar en este caso en la fórmula

$$h_3 = K \frac{v^2}{2g}$$

Hemos representado en la figura 318 *a* la curva 1, que es la correspondiente a la fórmula de Weisbach, y la 8, a la de Saint-Venant-Vidal-Kauffman. Junto a ellas figuran la 2 de Davis, encontrada experimentando con tubos de 5 cm (*Transaction of the American Society of Civil Engineers*, vol. 62, pág. 97, 1909); la 3, debida a Williams Hubbel y Fenkel (*Trans. Am. Soc. of C. E.*, vol. 47, página 185, 1902), encontrada enperimentando con tubos de 30, 40 y 75 cm de diámetro; la 4, de Brightmore (*Minutes of the Proceeding Inst. C. E.*, vol. 169, pág. 315, 1907, Londres), encontrada experimentando con tubos de 7,5 cm de diámetro; la 5, de Balch (*Bulletin of the University of Wiscosin*, núm. 578, 1913), encontrada experimentando con tubos de 7,5 cm de diámetro. La de Schoder, 6 (*Trans. Am. Soc. of C. E.*, vol. 62, pág. 97, 1909), encontrada experimentando con tubos de 15 cm, y la 7, de Weisbach, experimental, que da valores inferiores a los de la fórmula del mismo.

Como se ve, hay una gama muy amplia de valores y parecen racionales los de Creager como probables y los mayores como garantía.

El mínimo de las pérdidas parece ocurrir a $\rho = 5d$.

Para codos bruscos (fig. 319 *b*), Weisbach ha dado la fórmula

$$h_3 = \left(0{,}9457 \operatorname{sen}^2 \frac{w}{2} + 2{,}047 \operatorname{sen}^4 \frac{w}{2}\right) \frac{v^2}{2g} = \xi_1 \frac{v^2}{2g}$$

siendo w el ángulo de las dos alineaciones.

El valor de la constante es

$w =$	20°	40°	60°	80°	90°	100°	110°	120°	130°	140°
$\xi_1 =$	0,046	0,139	0,364	0,74	0,984	1,26	1,556	1,861	2,158	2,431

valores que concuerdan casi completamente con los deducidos en el Laboratorio Hidráulico de Munich (*Hydraulic Laboratory Practice*, página 474).

Pérdida en los cambios de sección.—Cuando la sección de un tubo cambia bruscamente, hay una cierta pérdida de carga debida a los choques y remolinos que producen calor. Si la sección varía gradualmente la pérdida se aminora, y por ello conviene estos cambios de sección verificarlos en la mayor longitud posible.

La pérdida de carga debida al aumento brusco de sección es

$$h_4 = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en que v_2 es la velocidad en la sección mayor y v_1 en la menor. Ha sido comprobada experimentalmente esta pérdida por M. Schütt en el Instituto Hidráulico de la Escuela Politécnica de Munich, y difiere la pérdida hallada experimentalmente de la obtenida por la fórmula en menos de 1 por 100. Deben, pues, desecharse los coeficientes correctivos como proponen Gibson y otros autores.

Cuando el aumento es gradual, Etcheverry indica que la pérdida es

$$h_4 = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \operatorname{sen} \theta$$

siendo θ el ángulo del abocinamiento.

Gibson, para tubos circulares con abocinamientos entre 7° y 35°, da la fórmula

$$h_4 = 0{,}011 \cdot \theta^{1{,}22} \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

estando θ en grados.

El mínimo se produce a los 6° y vale $0{,}14 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$, y el máximo a los 65° y vale $1{,}2 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$. Entre 90° y 180° el valor de la pérdida es casi exactamente $\frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$ y este valor se produce también para un valor angular entre 40 y 60°.

En tubos rectangulares para valores de θ entre 10 y 35°

$$h = 0{,}0072 \cdot \theta^{1{,}4} \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

el mínimo se produce hacia los 11° y vale $0{,}18 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$.

En tubos cuadrados el aspecto de la curva representativa de la pérdida de carga en función de θ es casi idéntico al de los circulares, coinciden casi los máximos y mínimos, siendo mayores los valores intermedios entre 7° y 35°, que en los circulares pudiera ser el coeficiente del orden de 0,02.

Debe observarse que la pérdida de carga debida al aumento de sección en el tubo es una energía perdida; pero aparte de esto, existe en la sección mayor un aumento de presión debida a la disminución de velocidad, pues sabemos por el teorema de Bernouilli que entre dos puntos de un filete líquido en régimen normal, y prescindiendo de las pérdidas de carga, la suma de la altura sobre un mismo plano de comparación, más la altura debida a la presión, más la correspondiente a la velocidad, es constante. Tomando como plano de comparación el que pasa por la sección ensanchada, y como la sección contigua estrecha está a distancia cero, la altura sobre el plano de comparación es en las dos cero; y tendremos, lla-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mando p_2 a la altura debida a la presión en la sección ensanchada y p_1 la misma altura en la sección estrecha,

$$p_2 + \frac{v^2}{2g} = p_1 + \frac{v^2}{2g}$$

de donde

$$p_2 = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + p_1$$

Y considerando ahora la pérdida de carga en el paso de una sección a otra, resultará que la altura de presión en la sección ensanchada será

$$p_2 = \frac{v_1 - v_2}{2g} + p_1 - \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

El primer término es el debido al incremento neto de la presión por disminución de la velocidad, y el tercero $\frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$ es la pérdida de carga por remolinos, que no puede ser recuperada.

Cuando la sección disminuye bruscamente y pasa de una sección A_2 a otra A_1, la pérdida de carga, según Creager, es

$$h_4 = n \frac{v_1^2}{2g}$$

en la que n es un coeficiente práctico y v_1 la velocidad en la sección estrecha.

Weisbach da la expresión

$$h_4 = \frac{v_1^2}{2g} \left(\left(\frac{1}{m} - 1 \right)^2 + \zeta \right)$$

siendo ζ, según Weisbach, 0,04. El valor de n es en este caso

$$n = \left(\frac{1}{m} - 1 \right)^2 + \zeta$$

y su valor es, según la relación de secciones:

$\frac{A_1}{A_2}$	$= 0{,}10$	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1
Según Creager,	$n = 0{,}38$	0,35	0,32	0,275	0,24	0,195	0,15	0,08	0,04	0
Según Weisbach,	$n = 0{,}45$	0,42	0,376	0,332	0,28	0,226	0,168	0,11	0,04	0

En un estrechamiento brusco, la altura de presión neta será

$$p_1 = p_2 - h_4 - \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y como

$$h_4 = n\frac{{v_1}^2}{2g}$$

tendremos

$$p_1 = p_2 - \frac{{v_1}^2(1+n) - {v_2}^2}{2g}$$

En el caso de disminución de una sección por existencia de un

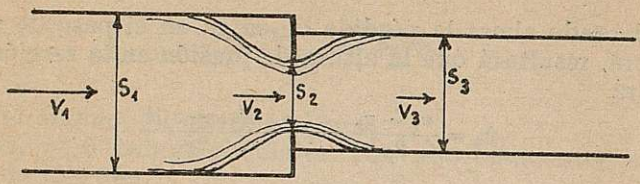


Fig. 320.

diafragma (fig. 320) la pérdida de carga, según Weisbach, es

$$h_4 = \frac{{v_3}^2}{2g}\left(\frac{S_3}{mS_2} - 1\right)^2$$

siendo los valores de m:

I. Si es $S_1 < 10S_2$

$\frac{S_2}{S_3}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
m	0,618	0,615	0,612	0,610	0,608	0,608	0,605	0,603	0,600	0,59
$\left(\frac{S_3}{mS_2} - 1\right)^2$	231,7	50,99	19,78	9,612	5,256	3,077	1,876	1,169	0,734	0,480

II. Si es $S_3 = S_1$

$\frac{S_2}{S_3}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
m	0,625	0,630	0,645	0,66	0,68	0,714	0,75	0,81	0,895	1
$\left(\frac{S_3}{mS_2} - 1\right)^2$	225,9	47,77	17,51	7,801	3,753	1,796	0,797	0,290	0,060	0

III. Si $S_1 \geq 10S_2$ $\quad m = 0{,}615$ constante y $\left(\frac{S_3}{mS_2} - 1\right)^2 = 0{,}085$

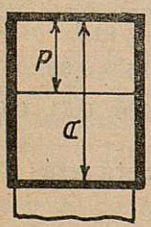


Fig. 321 *a*.

Pérdidas de carga en las llaves.—Son debidas a las aperturas parciales, por expansión de la vena líquida e irregularidades de proyecto.

Los resultados obtenidos en una cierta llave sólo aproximadamente pueden aplicarse a otra.

La pérdida de carga es $h_5 = K\frac{v^2}{2g}$, en donde v es la velocidad del agua en el tubo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Válvula rectangular.—La indica la figura 321 *a*; el valor de K, según Weisbach, es

$\frac{d}{D}=$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$K=$	193	44,5	17,8	8,12	4,02	2,08	0,95	0,39	0,09	0

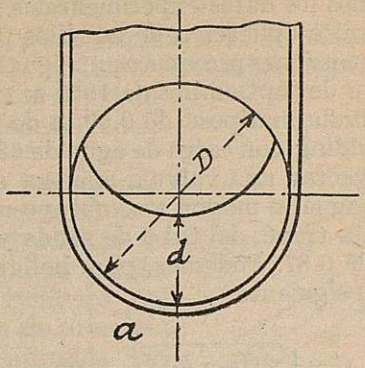


Fig. 321 *b*.

Válvula circular.—La indica la figura 321 *b*; el valor de K es

	$\frac{d}{D}=$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Según Weisbach,	$K=$	48	12	4,4	2,06	1,1	0,5	0,19	0,06	0
Experimentación en compuerta $D=0{,}5$ m.....	$K=$	30	11	4,2	2,10	0,9	0,35	0,22	0,07	0
Experimentación en compuerta $D=0{,}6$ m.....	$K=$	36	11	3	1,6	1	—	—	—	—

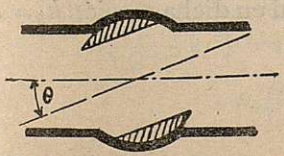


Fig. 321 *c*.

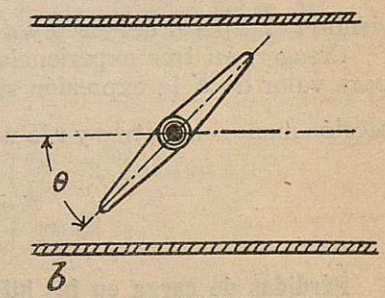


Fig. 321 *d*.

Válvula cilíndrica.—La indica la figura 321 *c*, siendo θ el ángulo de giro de la válvula.

$\theta=$	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	82°
$K=$	0,05	0,29	0,75	1,56	3,1	5,47	9,68	17,3	31,2	52,6	106	206	486	—

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Válvula mariposa.—La indica la figura 321 *d*, y siendo θ el ángulo de giro de la válvula

$\theta =$	5°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	60°	70°	90°
$K =$	0,24	0,52	1,54	3,9	10,8	18,7	32,6	118	751	∞

Son limitadísimos los datos experimentales que pueden originar una fórmula general o aplicación de aquéllos para otros casos que no respondan a dimensiones próximamente iguales; en el *Engineering News-Record* del 18 de septiembre de 1930 se cita un experimento hecho con una válvula mariposa de 0,60 m de diámetro, ensayada en la presa de Spaulding, con carga de agua de 68 m como dato experimental para proyectar una válvula análoga en la presa de Salts Springs, con carga igual o mayor, y se obtuvo una relación entre la velocidad práctica a través del tubo de salida y la teórica debida a la carga de agua de 0,87. Podemos, para hallar el valor de K, establecer la relación siguiente:

$$v = \sqrt{2gh} \qquad v' = \sqrt{2g(h - h_5)} \qquad \frac{v'}{v} = 0{,}87 = \sqrt{\frac{h - h_5}{h}}$$

$$h_5 = h(1 - \overline{0{,}87^2}) = 0{,}243h = 0{,}24\,\frac{v^2}{2g}$$

y como

$$h_5 = K\,\frac{v^2}{2g} \qquad K = 0{,}24$$

valor idéntico al que da la tabla anterior para $\theta = 5^o$.

E. A. Dow's, en sus experimentos en llaves mariposas, ha encontrado para valor de K

$$K = \frac{t}{d}$$

siendo t el espesor del disco y d el diámetro de la válvula.

Creager, en tres experiencias en válvulas equilibradas, deduce para valor de K la expresión siguiente, siendo d el diámetro en la sección menor en metros y v la velocidad en dicha sección $h_5 = K\,\frac{v^2}{2g}$

$$K = \frac{0{,}123}{\sqrt[3]{d}}$$

Pérdidas de carga en las bifurcaciones.—Cuando éstas existen, la pérdida de carga debe constar, como en la embocadura, de un término correspondiente a la creación de velocidad

$$\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y de otro sumando referente a la contracción y que depende de la forma de la bifurcación $K \frac{v_1^2}{2g}$. La pérdida total será

$$h_e = K \frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

En el *Engineering News-Record* de 22 de julio de 1926, pág. 140, aparece un artículo de J. C. Stevens sobre la pérdida de carga en las bifurcaciones, debido al impacto y torbellinos, sin tener en cuenta el rozamiento.

El artículo, muy interesante, deduce una fórmula general para cualquiera que sea el número de bifurcaciones y cualquiera que sea el sentido del movimiento del agua. Como petición de principio tiene el deducir la fórmula basándose en las velocidades medias, por lo que estas fórmulas habrán de ser afectadas por un coeficiente experimental deducido de la observación, lo que no quita utilidad a las fórmulas.

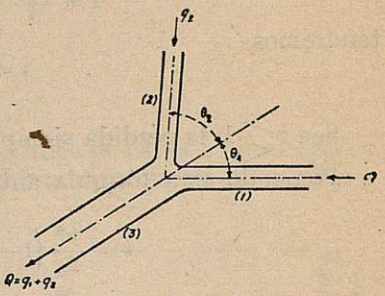


Fig. 322 *a*.

Siendo

(1), (2), (n) = las ramas o bifurcaciones (fig. 322a).
q_1, q_2, q_n = el caudal en cada una de ellas.
a_1, a_2, a_n = la sección de las mismas.
v_1, v_2, v_n = la velocidad del agua en ellas.
h_1, h_2, h_n = la altura debida a la velocidad.
θ_1, θ_2, θ_n = el ángulo de las ramas con la principal.
Q = el caudal en la principal $= q_1 + q_2 + q_3 \ldots + q_n$,
A, V, H = el área, velocidad y altura debida a la velocidad en ello.
i = la energía perdida por impacto y torbellinos, expresada en altura de agua.

La fórmula es

$$i = H + h\left(\frac{q_1}{Q} - 2\frac{a_1}{A}\cos\theta_1\right) + h_2\left(\frac{q_2}{Q} - 2\frac{a_2}{A}\cos\theta_2\right) + \ldots + h_n\left(\frac{q_n}{Q} - 2\frac{a_n}{A}\cos\theta_n\right)$$

El caso de

$$\theta_1 = \theta_2, \qquad q_1 = q_2 \quad \text{y} \quad a_1 + a_2 = A$$

entonces

$$i = 2h(1 - \cos\theta)$$

El caso de la T lo tenemos haciendo $\theta = 90^o$

$$i = 2h$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Estos valores se refieren a bifurcaciones sin curvatura. Parece ser que los valores reales sean inferiores a éstos.

Engloba esta fórmula el caso de ensanche o disminución brusca de la sección, pues si hacemos $\theta = 0$ y la suma de las áreas $na \gtrless A$

$$i = H + h\left(1 - 2\frac{na}{A}\right)$$

y si hacemos

$$z = \frac{na}{A} = \frac{V}{v} = \sqrt{\frac{H}{n}}$$

tendremos

$$i = (1 - z)^2$$

Sea $z \gtrless 1$, la pérdida siempre es positiva, y para $z = 1$ es cero.

Poniendo esta fórmula anterior en función de las velocidades

$$i = \frac{v^2}{2g}\left(1 - \frac{V}{v}\right)^2 = \frac{(v - V)^2}{2g}$$

que expresa la pérdida de carga por aumento o disminución brusca de la sección y que ya consignamos antes.

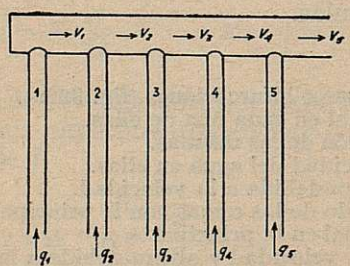


Fig. 322 *b*.

Es interesante consignar el caso de la figura 322 *b*, que puede referirse o a un colector de varias bombas o a un alimentador de varias turbinas. La pérdida de carga es

$$i = h_1\left[1 + \left(\frac{q_2 a_1}{q_1 a_2}\right)^2 \frac{q_1}{q_1 + q_2} + \left(\frac{q_3 a_1}{q_1 a_3}\right)^2 \frac{q_3}{q_1 + q_2 + q_3} + \ldots + \right.$$

$$\left. + \left(\frac{q_n a_1}{q_1 a_n}\right)^2 \frac{q_n}{q_1 + q_2 + \ldots + q_n}\right] + H_1\left[\left(\frac{q_1 + q_2 + \ldots + q_n}{q_1}\right)^2 - \right.$$

$$- \frac{q_2}{q_1 + q_2} - \left(\frac{q_1 + q_2}{q_1}\right)^2 \frac{q_3}{q_1 + q_2 + q_3} - \ldots -$$

$$\left. - \left(\frac{q_1 + q_2 + \ldots + q_{n-1}}{q_1}\right)^2 \frac{q_n}{q_1 + q_2 + \ldots q_n}\right]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si todos los caudales son iguales y lo mismo las secciones

$$i = h_1\left(1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \ldots \frac{1}{h}\right) + H_1\left(n^2 - \frac{1}{2} - \frac{4}{3} - \frac{9}{4} \ldots - \frac{(n-1)^2}{n}\right)$$

Pérdida de carga en el desagüe.—Al abandonar el agua el tubo de aspiración conserva una velocidad residual igual al caudal dividido por la sección extrema de dicho tubo. Esta velocidad determian una cierta altura de carga completamente perdida; y esta pérdida es

$$h_7 = \frac{V^2}{2g}$$

siendo v la velocidad indicada.

Línea de carga o piezométrica.—La línea de carga o piezométrica de una tubería es una línea que se obtendría uniendo los niveles a

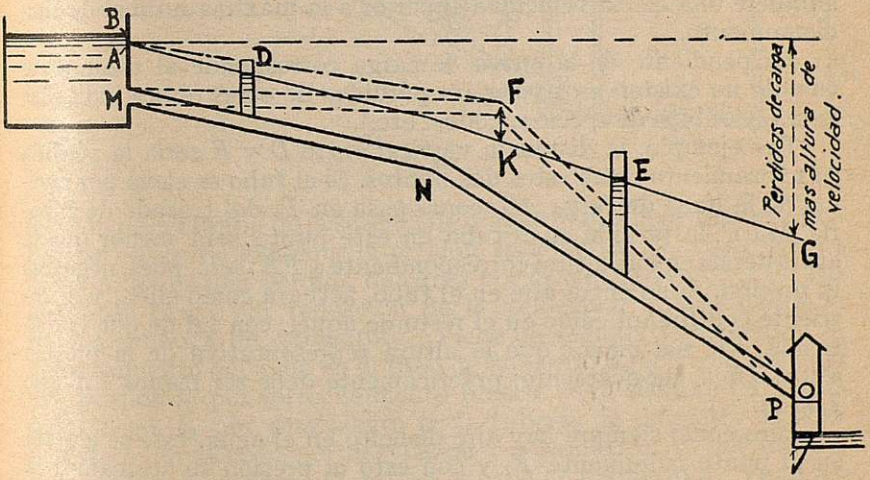


Fig. 323.

los que en cada punto se elevaría el agua a través de tubos piezométricos. La línea será recta en tramos de tubería recta cuando la pérdida de carga sea uniforme en el tubo, es decir, si se conservan constantes el diámetro y la rugosidad de él.

Si suponemos la tubería indicada en la figura 323, la línea de carga debe partir de un punto A cerca de la superficie del líquido. La distancia vertical AB será igual a la pérdida de carga en la embocadura, es decir, a la debida a la creación de la velocidad, más la correspondiente a la contracción. Para un tubo descargando libremente en el aire, un punto de la curva sería el nivel líquido en el orificio de salida; pero para un tubo sumergido, el punto de la curva debe ser el nivel inferior del agua, en vez del punto de salida.

Para una tubería conectada a una Central hidroeléctrica, el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

punto final antes de las turbinas de la línea piezométrica sería el obtenido restando de la carga hidrostática todas las pérdidas originadas a lo largo de la tubería por creación de velocidad, contracción, rozamiento, etc.

Cuando por accidente se produce una rotura de la tubería, originándose una sección de paso que multiplicada por la velocidad que resulte de la carga de la línea de energía en dicho punto determine un caudal de salida mayor que el máximo que en normales condiciones de funcionamiento lleve la tubería, la velocidad de paso del agua a través de ésta aumentará y con ello la carga de agua para su creación y las pérdidas por rozamientos, etc. Esto origina un descenso de la línea piezométrica que puede ocasionar que corte a la tubería, produciéndose en ésta presiones negativas con peligro de aplastamiento.

Para evitar esto, en algunas instalaciones se colocan en el origen de la tubería llaves automáticas que se cierran cuando el agua adquiere una cierta velocidad superior a la máxima normal de funcionamiento.

La pendiente de la curva de carga corresponde al rozamiento cuando no existen motivos para pérdidas de otras clases indicadas antes (cambios de sección, codos, etc.).

Por ejemplo, la distancia vertical entre D y E sería la pérdida por rozamiento entre estos dos puntos. Si el tubo se eleva por encima de la línea de carga AG, como pasa en F, del trazado de tubería MFP, la presión en el tubo en este punto será menor que la atmosférica en una altura correspondiente a FK; será, pues, negativa la presión. Si no entra aire en el tubo, actuará como sifón; y la corriente continuará como en el resto de aquél, con tal de que la distancia FK sea menor que la altura representativa de la presión atmosférica, teóricamente; prácticamente debe ser menor FK que 7,50 m.

Pero como siempre hay aire disuelto en el agua, éste se alojará en el punto culminante F, y con esto la presión se acercará a la atmosférica. En este caso la línea de carga se trasladará a AF y el caudal que atraviese al tubo será solamente el debido a la carga vertical entre B y F, en vez de entre B y K. La tubería restante desde F a P actuaría como canal dando paso al caudal citado.

De lo dicho se deduce la conveniencia de instalar la tubería de modo que quede siempre por debajo de la línea piezométrica. Muchos inconvenientes se evitarán si desde un principio se prepara el perfil de la explanación de la tubería y se calcula cuidadosamente aquella línea y se dibujan ambas.

Debe evitarse para ello un primer tramo de escasa pendiente. Y debe huirse también, en lo posible, a lo largo de la tubería, de instalar un tramo de gran pendiente después de otro de escasa. Pues al abrirse la admisión en la turbina se origina una rápida aceleración en el tramo de gran pendiente; y como no le sigue con igual velocidad el agua del tramo de escasa pendiente, se puede producir

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en el codo y cerca de él una zona de presión negativa con peligro de aplastamiento de la tubería, si no está calculada para resistir a la presión atmosférica exterior con vacío en el interior.

En la figura 324 se indica la obtención de esta línea en una sucesión de tubos que arrancan desde una cámara K a la entrada de la tubería; hay una pérdida de carga h_a debida a la creación de la velocidad a la contracción y al codo de origen. Luego en la longitud de tubo l_1 se origina una pérdida h_b debida al rozamiento. A conti-

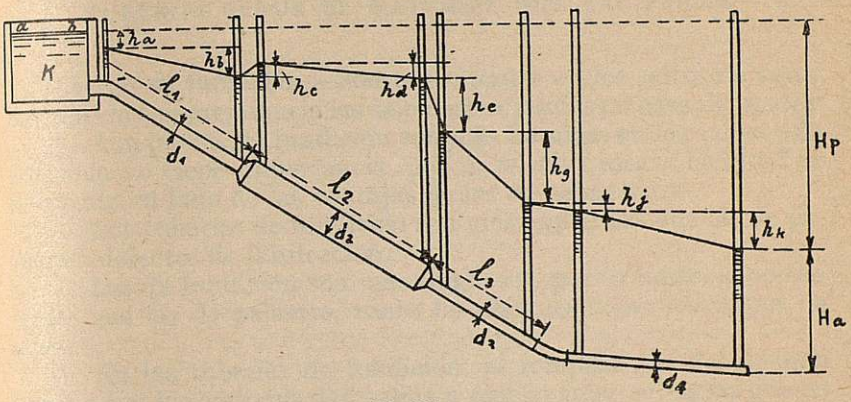


Fig. 324.

nuación pasa el tubo de la sección de diámetro d_1 a la de diámetro d_2. Hay un ensanche brusco y la presión varía sufriendo, como hemos dicho, a la vez una pérdida de carga por ensanche brusco y un aumento de carga por reducción de la velocidad, determinando la suma algebraica un aumento h_c. Viene en seguida una pérdida h_d por rozamiento del agua en el tubo de diámetro d_2; y a continuación una pérdida h_e por estrechamiento brusco de la sección. Otra pérdida, luego, h_g por rozamiento en la tubería de diámetro d_3; una pérdida h_j en el codo por desviación y rozamiento, y, por último, otra pérdida h_k por rozamiento en el tubo de diámetro d_4. Y, en resumen, en el trozo de tubería dibujado la pérdida de carga total es de H_p; y la carga aprovechable H_a.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XVII

TUBERIAS SEGUN EL MATERIAL QUE LAS FORMA

Tuberías de fundición.—Son poco usadas en los saltos de agua. Se emplean con preferencia las de palastro, por las razones siguientes:

a) Aunque las de fundición son más baratas, en los saltos esta economía no tiene importancia, por la relativa escasa longitud de la tubería, al lado de las ventajas de las de palastro.

b) Las tuberías de fundición son más expuestas que las de palastro a defectos de fabricación.

c) Las de fundición son más frágiles y, por lo tanto, soportan menos que las de palastro, tanto los choques como los golpes de ariete.

d) En las tuberías de fundición, al romperse, se desprenden trozos y por los agujeros dan salida a mucha agua, mientras que en las de palastro se agrieta éste y las fugas son menores.

e) Los diámetros requeridos en las tuberías de los saltos de agua son corrientemente más grandes que los prácticos conseguidos en las de fundición. Además, el peso de éstas, su coste y la dificultad de su manejo, así como la multiplicidad necesaria de las uniones, exceden las características análogas de las tuberías de palastro.

Sin embargo de lo dicho, las tuberías de fundición se pueden emplear en saltos, siempre que la presión sea pequeña (hasta 50 m de altura de salto) y el diámetro inferior a 0,50 m, y cuando dentro de estas circunstancias la longitud sea grande y, por lo tanto, la economía considerable.

A veces puede quedar la arista superior de la tubería libre o con escasa presión, por tener en el primer tramo escasa inclinación aquélla. Entonces, al ser de diámetro grande la tubería, no se puede considerar uniforme la presión interior, y pueden originarse esfuerzos que tiendan a deformar su sección transversal. En este caso, tanto la tubería de fundición como la de hormigón armado, tienen mejores condiciones de resistencia que la de palastro. No se puede pensar en emplear tubería de fundición en los casos en que los golpes de ariete tengan alguna importancia.

El diámetro máximo con que se fabrican las tuberías de fundición es de 1,20 m, aproximadamente.

En la instalación de Nordhausen (Alemania), hecha hace muchos años, el agua se toma del embalse de una presa y se conduce por tubería de fundición de 0,425 m de diámetro, en una longitud de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

10 300 m, a las turbinas, que trabajan con carga de 100 m. A la salida de las turbinas el agua se distribuye para abastecimiento de la población. Los tubos de fundición van enterrados. Tienen una longitud de 4 m, espesor máximo de 23 mm. El espesor aumenta progresivamente por escalones de carga de 2 atmósferas. A lo largo de la tubería hay instaladas ventosas y llaves compuertas y tres llaves de cierre automático para caso de rotura de la tubería.

Los tubos deben fundirse verticalmente (la embocadura hacia arriba), para la más fácil expulsión de las burbujas y uniforme repartición del material.

Para pequeñas presiones, el cálculo da débiles espesores que no pueden obtenerse en la fundición; por ello se emplean para determinar éstos fórmulas prácticas, y entre ellas la más corriente es la convenida entre varias Sociedades alemanas y que se expresa a continuación:

$$e = \frac{D}{60} + 7{,}5 \text{ mm}$$

La fundición Pont a Mousson construye para tuberías que han de estar sometidas a grandes presiones con diámetros mayores de 0,6 m las llamadas *tuyeaux frettés*, que tienen anillos de refuerzo colocados en caliente.

Antes del empleo de los tubos de fundición deben someterse éstos a doble carga que la que normalmente han de soportar; y mientras la prueba, se golpean con un martillo de un kilogramo para descubrir pelos y puntos débiles.

Para proteger los tubos contra la oxidación se limpian en fábrica con fuertes cepillos y se sumergen en asfalto fundido de 150º a 190º.

Cuando los tubos son grandes se dan pinturas de asfalto. La

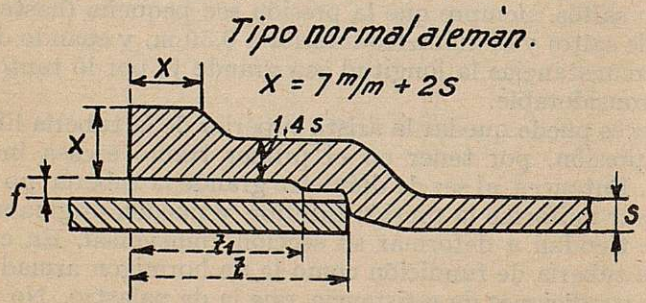


Fig. 325.

parte del enchufe se deja libre de pintura; y si los tubos se sumergen en asfalto, se les da una capa de lechada de cal en la parte de dichos enchufes, para que luego salte el asfalto.

La unión de los tubos de fundición se verifica por medio de enchufe y cordón, o por bridas. La primera forma es la que represen-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tan las figuras 325 y 326. Esta última da la disposición de conjunto y el modo de verificar la introducción del plomo fundido. Consiste en proveer al tubo de un ensanchamiento en un extremo (hembra), en el que penetra el extremo del macho del tubo contiguo, dejando un espacio anular que se rellena primero de cuerda embreada y después de plomo fundido. Queda en el interior del extremo hembra un rebajo para evitar la salida del plomo al ser empujado por el agua a presión. Para introducir el plomo fundido se dispone, tapando la corona exterior del espacio anular citado, un burlete de arcilla en el que se deja sólo en la parte superior una cazoleta por donde se introduce el plomo.

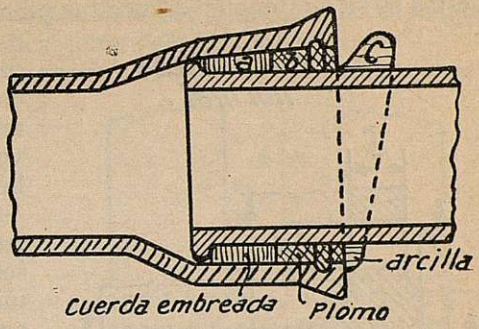


Fig. 326.

La disposición de la figura 327 indica una forma de evitar más eficazmente la salida del plomo, y es la que se empleó en Nordhausen para cargas mayores de 140 m.

La figura 328 indica un corte parcial de una brida de unión de los tubos: la zona *b* se planea en tuberías sometidas a presión re-

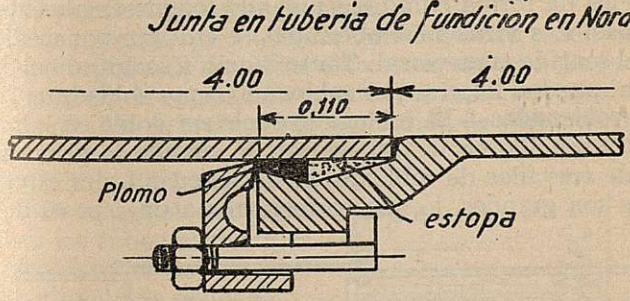


Fig. 327.

lativamente considerable. Entre la dicha zona y la contigua del otro tubo queda interpuesta una junta que puede ser de cartón, de caucho o de plomo.

La unión de enchufe y cordón es más económica y se presta a dar a la tubería alguna curvatura débil, evitando el empleo de codos. La unión de bridas es más rígida y más cara, pero da más garantía de impermeabilidad que la otra. Además, en caso de rotura de un tubo, la sustitución es más fácil cuando se emplea ésta.

En los saltos de Cuevas y Choriloqueta, en la conducción de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

aguas a San Sebastián, con alturas de 83 y 107 m, se ha empleado tubería de fundición de 65 cm de diámetro.

Tuberías de palastro de hierro o acero.—La principal ventaja de éstos es su adaptación a las altas presiones. Un serio inconveniente es la disminución de su capacidad de caudal con el tiempo, a consecuencia del mayor rozamiento y de la sección transversal, por la formación de tubérculos en el interior del tubo.

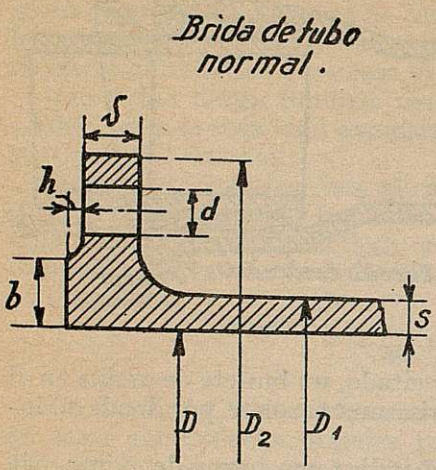


Fig. 328.

El uso de los tubos de palastro de hierro para las grandes secciones data de sesenta años, mientras que los de acero se emplean sólo de cuarenta años a esta parte.

Los de acero son de mayor resistencia y más baratos que los de hierro. De aquí que hoy se empleen casi exclusivamente los primeros.

El acero usado debe resistir a una carga de rotura de 35 a 40 kg por milímetro cuadrado, con un alargamiento del 25 al 30 por 100 y un límite de elasticidad de 21 kg por milímetro cuadrado.

Los tubos se forman arrollando chapas rectangulares de palastro, a las que se les da forma cilíndrica uniendo longitudinalmente los bordes de ellas. Las virolas así obtenidas se enlazan por medio de uniones en el sentido transversal. Tanto la unión longitudinal como la transversal pueden hacerse por roblonado o por soldadura.

Tuberías roblonadas.—El roblonado suele ser doble en la unión longitudinal y sencillo en la transversal. Y cuando la primera requiere más de tres filas de roblones, es decir, cuando los esfuerzos transversales son grandes, lo que corresponde a un espesor de palastro también grande, como ya la última fila no trabaja en condiciones satisfactorias, es preciso sustituir el sistema de roblonado por el de soldadura. Por ello no se puede llegar en tuberías roblonadas a un espesor mayor de 25 mm, aproximadamente.

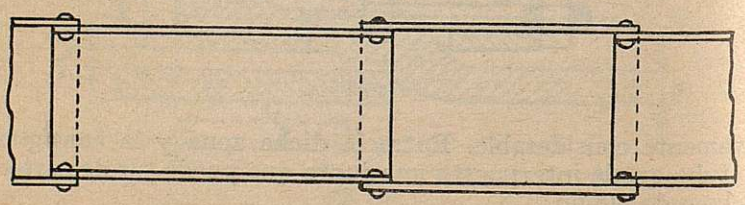


Fig. 329.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Suponiendo que se parte de una carga práctica para el palastro entero de 8 kg por milímetro cuadrado, lo que representa con la resistencia a la rotura antes indicada un margen de garantía de 5, la carga práctica en el tubo roblonado debe ser la que resulte teniendo en cuenta la disminución de la sección debida a los roblones.

La unión transversal de las virolas se hace embutiendo unas en

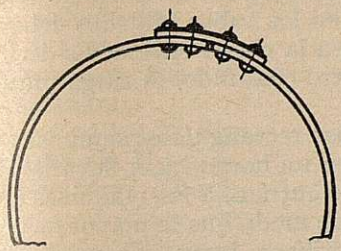


Fig. 330 *a*.

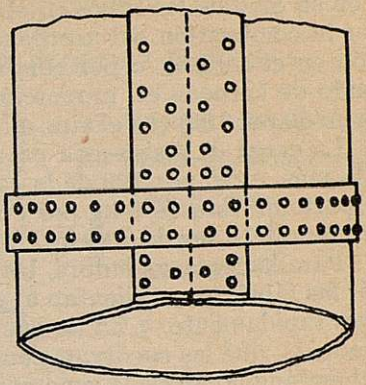


Fig. 330 *b*.

otras formando una sucesión de ellas, en que el diámetro exterior de una corresponda al interior de otra (fig. 329). La dificultad estriba en el punto en donde la costura longitudinal encuentra a la transversal, en el que hay que hacer un trabajo de calderería cuidadoso para evitar fugas de agua.

Se comprende que la discontinuidad de la pared debida a la sucesión de virolas de distintos diámetros, así como la que corresponda a las cabezas de roblones, aumenta los rozamientos en el interior de la tubería. Así se estima que la pérdida de carga de una roblonada es superior en un 20 por 100 a la pérdida en la soldada. En todo caso, el diámetro útil en los tubos roblonados se considera el del interior de la virola más pequeña.

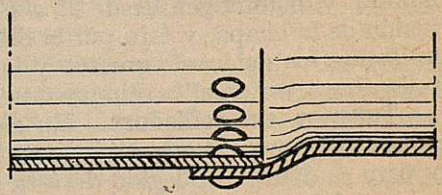


Fig. 331.

Los tubos roblonados para igual diámetro que los soldados tienen del 25 al 30 por 100 más de peso.

Para evitar parte de los inconvenientes antes indicados, se pueden hacer las uniones de virolas, en vez de con solape, con cubrejuntas, como indican las figuras 330. Pero este procedimiento es más caro y no es por ello corriente. También se puede hacer esta unión en forma de tulipa (fig. 331). Pero esto no es usual en la unión de las virolas en el taller, y, en cambio, se suele usar para la unión en obra con roblones, de unos tubos con otros.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Los tubos salen del taller con longitudes que varían de 6 a 12 m, adaptándose esta longitud a las posibilidades del transporte y colocación en obra.

El diámetro mínimo de los tubos roblonados es de 60 mm, pues necesitan ser accesibles al interior para la roblonadura.

Tuberías soldadas.—La soldadura de las virolas en el taller, y en su caso de los tubos en obra, se suele hacer al calor producido por la combustión del acetileno en el oxígeno, mezclándose a presión en el soplete, o por combinación del gas de agua (mezcla de óxido de carbono en proporción de un 40 por 100 y de hidrógeno en un 50 por 100) con el aire, adicionando barras de hierro de Suecia.

La carga de resistencia práctica en los tubos soldados debe ser, a lo más, el 90 por 100 de la carga en la chapa entera. Es decir, si se parte en ésta de 8 kg por milímetro cuadrado, la carga práctica primera debe ser de 7,20 kg.

Para hacer la soldadura, las chapas rectangulares suministradas por las fábricas se calientan al rojo en un horno, para llevarlas después rápidamente, a fin de que no se enfríen, a las máquinas cilindradoras, que las encorvan siempre de modo que la mayor longitud del rectángulo forme la generatriz rectilínea. Luego, puestos los bordes de la unión en contacto, se hace la soldadura. La parte soldada se martillea en el yunque y se lleva luego el tubo a un horno de recocer, para que las moléculas alteradas en su textura fibrosa adquieran el conveniente estado de equilibrio. Después el tubo se cilindra de nuevo y se preparan las cabezas para la unión de las virolas entre sí.

La soldadura es siempre una operación delicada y hay que hacerla con cuidado y por personal experimentado. Con este procedimiento de soldadura se puede llegar al empleo de palastros hasta de 40 mm de espesor. Pero la calidad de la buena soldadura, es decir, su homogeneidad y resistencia, crecen con el espesor desde 6 a 25 mm, y disminuyen desde 25 a 40 mm. Aquéllo por el peligro de fusión de la chapa, y ésto por la dificultad de calentar de un modo uniforme los palastros gruesos y la de que la soldadura alcance a todo el espesor de ellos, circunstancias esenciales para la seguridad.

Tuberías sin soldadura.—En algunas instalaciones, en las que por la gran carga a que están sometidos algunos tramos de tubería y para el diámetro elegido de ésta se llega a espesores de tuberías roblonadas y soldadas mayores que los anteriormente fijados, se emplean tuberías sin soldadura, para cuya fabricación hay varias patentes, entre ellas las de Mannesmann y Erhard.

Esencialmente, esta última consiste en lo siguiente (figuras 332, 1, 2, 3 y 4): se preparan tochos de sección cuadrada, que son perforados en caliente, sin atravesarlos, en una prensa. Después se llevan a otra que los estira, a la salida de la que se les corta el fondo, llevándolos luego a un laminador especial análogo a los de encorvar chapas, en el que se les da el diámetro debido.

En el salto de Fully (Suiza), que alcanza la enorme altura de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

1 650 m, se han colocado tubos sin soldadura en la cuarta parte inferior de su longitud, que en total alcanza 4 625 m, siendo el resto de tubos soldados. La carga mínima de los tubos sin soldadura es de 1 195 m de agua. El diámetro, de 50 cm. Los espesores varían desde 31 a 41 mm, con longitudes de 6 a 7,50 m y pesos por tubo desde 3 500 a 3 800 kg (véase *Bulletin Technique de la Suisse Romande*, 1922 y 1923).

En este salto (año 1914) se llegó por primera vez al diámetro de 50 cm en tubería sin soldadura.

En el salto de Big Creek, 2A (E. U.) (*Engineering News-Record*, 26 de septiembre de 1929, pág. 482), para un salto de 726 m y caudal de 14 m^3 por segundo se ha empleado la tubería siguiente: tubería roblonada de 2,55 a 2,15 m de diámetro y espesores de 12 a 31 mm hasta 170 m de carga. Tubería zunchada (después hablaremos de ella) de 2,15 a 1,65 m de diámetro con espesores de 31 a 62 mm hasta 492 m de carga, y tubería sin soldadura, en diámetro constante de 1,65 m, en el resto.

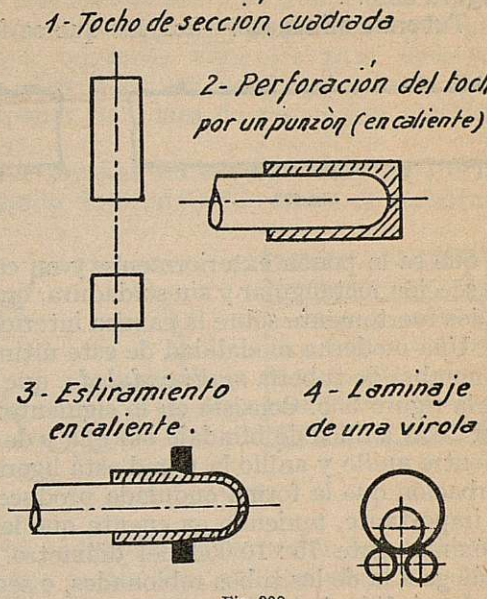


Fig. 332.

No se supuso sobrepresión interior debida al golpe de ariete, por tomar una carga práctica muy baja para el material, que resulta ser, contando sólo la carga estática al final de la tubería roblonada, 6 kg por mm^2, y al final de la tubería sin soldadura, de 8 kg por mm^2.

Es notable el progreso conseguido desde 1914 a 1928 en el diámetro de la tubería sin soldadura al pasar de 50 a 165 cm.

La tubería sin soldadura puede calcularse con una resistencia práctica de 12 kg por mm^2 para una resistencia a la rotura de 60 kg por mm^2 y dilatación mínima del 15 por 100. Lo que da un coeficiente de seguridad de 5.

En el salto de Fully la tubería sin soldadura se calculó con una resistencia práctica de 10 kg por mm^2. Y la tubería con soldadura con 9 kg por mm^2.

Tuberías reforzadas.—Para aumentar la resistencia de las tuberías cuando se llega con un diámetro dado que no conviene reducir, para no aumentar excesivamente la velocidad y con ello la pérdida

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de carga y el golpe de ariete, al límite de espesor de 40 mm, que se señala para las tuberías soldadas, se puede acudir al empleo de las tuberías zunchadas, blindadas o reforzadas con alambre de acero.

Por *tuberías zunchadas* entendemos las formadas por una roblonada o soldada con refuerzos exteriores de hierros en ángulo (figura 333).

Tuberías blindadas.—Son las que se forman con una soldada a

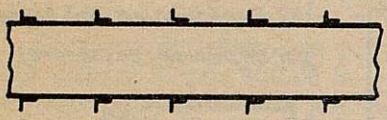


Fig. 333.

Fig. 334.

la que se le ponen exteriormente y en caliente anillos de refuerzo de sección rectangular y sin soldadura, que al enfriarse quedan aplicados fuertemente sobre la camisa interior (fig. 334).

Una moderna modalidad de este último tipo es la conocida con el nombre de tubería *multi-ondulada*, que se indica en un semicorte en la figura 335. Consiste en lo siguiente: un tubo con o sin soldadura con anillos de blindaje sin ella y de material extrarresistente. Y entre anillo y anillo la pared está ligeramente ondulada. La perturbación que la forma ondulada produce en los filetes líquidos no es importante, teniendo en cuenta que la profundidad *a* es escasa, próximamente 75 : 10 000 del diámetro. La pérdida de carga es análoga a la de los tubos roblonados, o sea, próximamente, 1,26 veces la pérdida de los tubos lisos.

Los anillos se colocan a la distancia que dé el cálculo sobre el tubo en frío, gracias a un pequeño juego, que se procura sea el menor posible. El tubo se sitúa entre dos platillos de una prensa hidráulica, y se le somete progresivamente a una presión que suele alcanzar 2,50 veces la normal del tubo en explotación. Bajo esta carga creciente, la pared del tubo se ensancha, se aplica sobre los anillos y se ondula entre éstos. La deformación, pasado el límite de elasticidad, queda permanente. Y hay la garantía de que de haber resistido el tubo en el taller, resistirá en explotación, en donde la carga nunca llegará a la deformación del tubo.

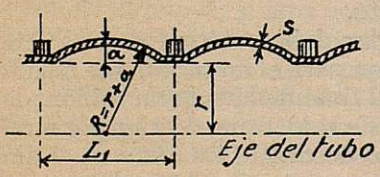


Fig. 335.

La sección de los anillos de refuerzo puede obtenerse por la siguiente fórmula (fig. 335):

$$f = \frac{L_1(pr - s\sigma)}{\sigma_r}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

siendo L_1 la distancia entre anillos, p la presión interior, r el radio interior del anillo, s el espesor del palastro del tubo, σ la resistencia práctica de éste y σ_r la del anillo.

Para el cálculo de tubería zunchada puede verse *Ingegneria*, julio 1925, pág. 259. Para tuberías onduladas, *La Houille Blanche*, 1927, pág. 12.

Las tuberías reforzadas con hilo de acero se componen de una camisa soldada o sin soldadura, envuelta por capas de aquél enrolladas unas sobre otras a tensiones variables para hacerlas trabajar a la misma carga. Los hilos son de 2 a 3 mm de diámetro, lo que permite suponer tensiones de resistencia práctica de 40 a 50 kg por mm².

En algún caso (tubería de presión del salto de Mese, de 758 m de altura y 25 m³ por segundo de caudal), la camisa de palastro, en vez de ser rígida, es flexible (figura-croquis 336), y está formada por chapa, en la que se han estampado ondulaciones. El tubo dispuesto así se faja con capas de alambre de acero de 4 a 6 mm de diámetro, que resiste en régimen de trabajo a 50 kg por mm². La plancha ondulada con la presión hidráulica se deforma aplicándose a la capa de alambre y transmitiendo a ésta la presión a que está sometida. El conjunto del tubo queda envuelto en hormigón (*Energia Elettrica*, Milán, 1928, pág. 60).

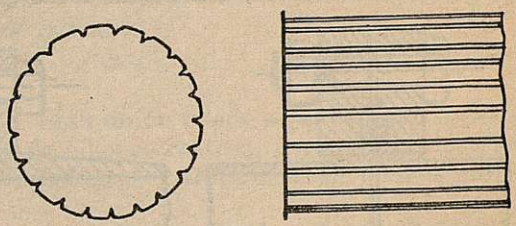


Fig. 336.

Unión en obra de los tubos de palastro.—Los tubos formados en fábrica por varias virolas (con longitud total de 5 a 10 m, según la menor o mayor facilidad de transporte), se unen en obra por medio de roblonado, soldadura o por bridas. Tanto la primera como la segunda clase de uniones requieren el instalar en obras los aparatos necesarios para conseguirlas, lo que acarrea mucho gasto. Además, con dichos primeros procedimientos, si bien se consigue mayor rigidez en la tubería y mayores garantías de impermeabilidad en las uniones, en cambio es más difícil la sustitución de un tubo roto durante la explotación del salto. Las uniones con bridas, viniendo ya de fábrica los tubos con ellas, dan mayor facilidad de montaje, y teniendo de repuesto algunos tubos de los diferentes espesores, la sustitución de uno de los instalados que se rompa es fácil.

Las figuras 338 *a* a 338 *f* representan algunas de las diversas uniones que emplea la casa Mannesmann, de Alemania, especialista en la construcción de tuberías.

Las uniones más frecuentes son las remachadas con costuras sencillas, o doble o triple, como indican las figuras 337 y 338. Estas uniones roblonadas se emplean desde un grueso de chapa de 6 mm

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

a 30 mm, haciendo el roblonado en el montaje mismo y, por regla general, con aire comprimido.

Fig. 337.

Fig. 338.

Otra forma de unión es la que se representa en la figura 338 *c*, de cabeza rebordeada, con bridas locas que tienen rebaje para los

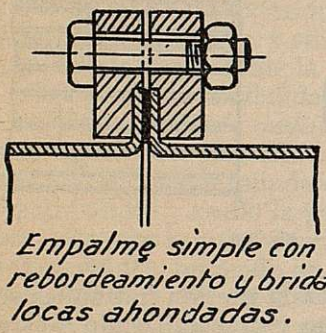


Fig. 338 *c*.

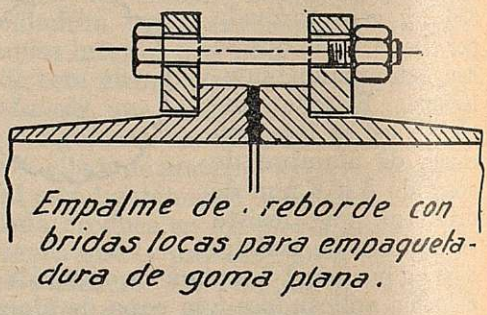


Fig. 338 *a*.

rebordes. Entre éstos se coloca empaquetadura plana de pocos milímetros. Esta junta se emplea para presiones medianas.

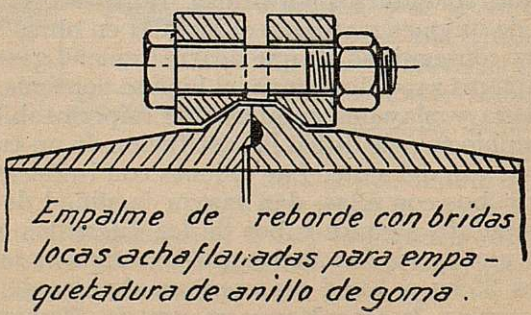


Fig. 338 *b*.

La unión de la figura 338 *a* puede soportar presiones mayores y es de mayor coste. A la tubería se le colocan anillos sobrepuestos

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

que se sueldan y se alisan dándoles forma de bridas fijas. Las bridas locas han debido colocarse con antelación. Esta junta no es buena para presiones muy elevadas, y para ellas se emplea la 338 *b*, que requiere exactitud grande de torneo y ajuste para que el hueco destinado a la empaquetadura de goma tenga tamaño determinado.

A veces, en vez de junta con bridas locas, se hace con bridas fijas,

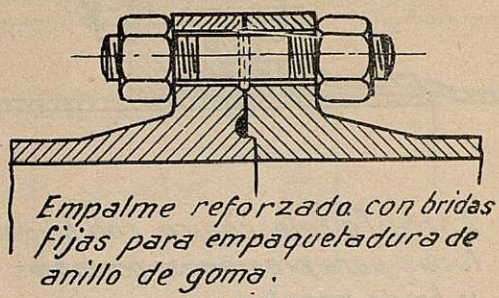


Fig. 338 *d*.

como indica la figura 338 *d*. Esta unión puede soportar las mayores presiones. La construcción de ellas es costosa, porque a las chapas hay que unir las bridas y ajustarlas, y tratándose de chapas gruesas, la operación es cara.

La figura 338 *e* indica una unión con brida rebordeada doble. Su construcción es más barata que las uniones últimamente indicadas. Se suprime toda soldadura transversal, puesto que el rebor-

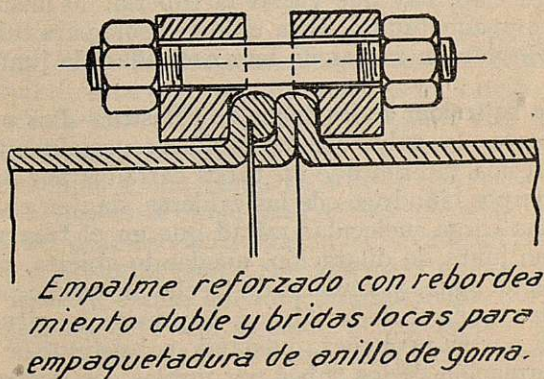


Fig. 338 *e*.

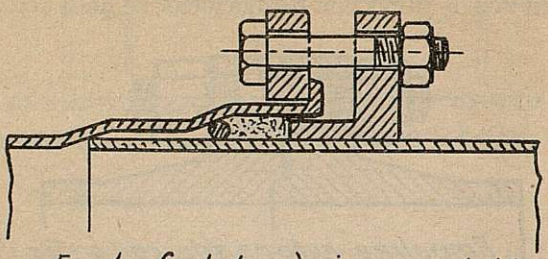
deado doble se hace con el tubo mismo. Resisten presiones muy altas. En la distribución de aguas de Stuttgart se emplearon tubos enterrados de 600 mm con uniones de esta clase, soportando 23 atmósferas de trabajo normal.

La figura 338 *f* representa una unión que es a la vez junta de dilatación. De esta clase son las uniones en la tubería del salto de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Gándara, en la provincia de Santander. En el fondo del espacio anular se coloca un anillo de hierro y luego la empaquetadura. El tubo que hace de hembra tiene el saliente rebordeado formado con el mismo material del tubo.

Cuando las presiones son muy grandes, se refuerza el borde del



Enchufe telescòpico con bridas locas para presiones normales y brida angular.

Fig. 338 *f*.

tubo con un anillo soldado. La gran ventaja que ofrece esta unión es la de no necesitar junta de dilatación. Pero en trazados de mucha pendiente hay que anclar el extremo de cada tubo, para que no se corran los enchufes y se inutilice la disposición. Además de este inconveniente, hay el que pueda hacer agua alguna empaquetadura; y para corregir esto, hay que vaciar la tubería, lo mismo que para cambiar la empaquetadura. Esta unión es sólo para tuberías al aire libre. Cuando van en zanjas no hay necesidad de junta de dilatación.

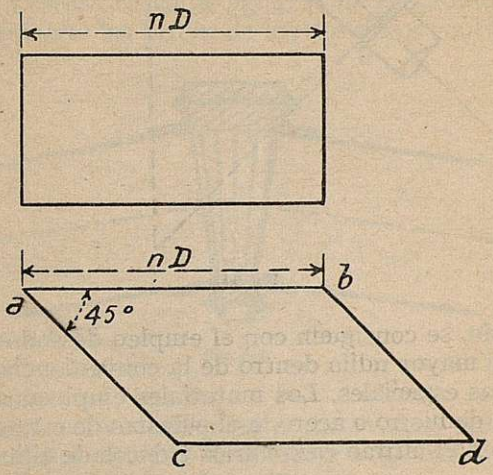
Despiezo helizoidal de los tubos de palastro.—Las mayores cargas que soportan los tubos son las debidas especialmente a los efectos de la presión interna que en tubos cerrados por los extremos, como los cuerpos cilíndricos de las calderas, dan en el sentido longitudinal una carga molecular mitad que en el transversal. Si la tubería tiene junta de dilatación, quedando abierta, como sucede en los saltos de agua, y anulada de trecho en trecho por empotramiento en los macizos de la fábrica, la presión longitudinal puede despreciarse por su pequeñez, quedando subsistente la transversal.

En la formación de los tubos por virolas con costuras longitudinales y transversales resulta siempre la primera una línea de debilidad, puesto que la chapa no queda intacta, sino degollada por los agujeros de los roblones; y cualquiera que sea la hipótesis (de las dos clásicas) en que se suponga trabajen los roblones, se admite que la costura, estando bien hecha, resiste del 70 al 80 por 100 de la carga que puede soportar la chapa intacta, antes de cosida. Resulta, pues, que la chapa está poco aprovechada en la costura longitudinal. Si en cambio la costura fuese oblicua, las cosas pasan de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

otro modo. Supongamos una virola desarrollada y tendremos un rectángulo (fig. 339). Esta misma virola podríamos formarla arrollando el paralelogramo de la figura 340, de igual altura e igual base, de modo que los lados *ab* y *cd* formen las circunferencias de cabeza.

Si llamamos k la carga por milímetro cuadrado a que puede trabajar la chapa, e su espesor, l la longitud de la generatriz de la virola, es decir, la altura del rectángulo o del paralelogramo citados, el esfuerzo a que puede someterse la costura longitudinal en el primer



Figuras 339 y 340.

caso será $0{,}70 \cdot l \cdot e \cdot k$. Si ahora consideramos una costura helizoidal, la longitud de esta costura para una misma longitud l de generatriz de la virola será, en el supuesto de que el ángulo agudo del paralelogramo de desarrollo sea de 45°: $l \cdot \sqrt{2} = 1{,}41 \cdot l$. Y la costura podrá trabajar a una carga de $0{,}70 \cdot k \cdot 1{,}41 \cdot l \cdot e =$ próximamente a $k \cdot l \cdot e$, que es la carga que corresponde a la chapa intacta.

Esta idea del despiezo helizoidal se ha llevado a cabo en los Estados Unidos utilizando máquinas poderosas que arrollan chapas largas y de relativa escasa anchura, suministradas por las fábricas especialmente para esto. En España, el distinguido ingeniero de Caminos D. Emilio Azarola ha patentado el procedimiento, que consiste en utilizar las chapas corrientes arrollándolas de manera que sus bordes formen la hélice con inclinación de 45°.

Con el despiezo helizoidal se puede tomar como carga práctica en el cálculo de la tubería un valor mayor que en el despiezo rectangular (con inclinación de 45°, ya hemos visto que es 1,40 mayor), y de este modo conseguirse economía, sin perjudicar las condiciones de resistencia.

Cuando haya que tener en cuenta los esfuerzos longitudinales por adquirir éstos importancia (por ejemplo, cuando se suprimen

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

las juntas de dilatación), entonces estos esfuerzos se componen con los transversales y puede suceder que no tenga ventaja el despiezo helizoidal.

Codos.—Los cambios de dirección de la tubería, tanto en planta

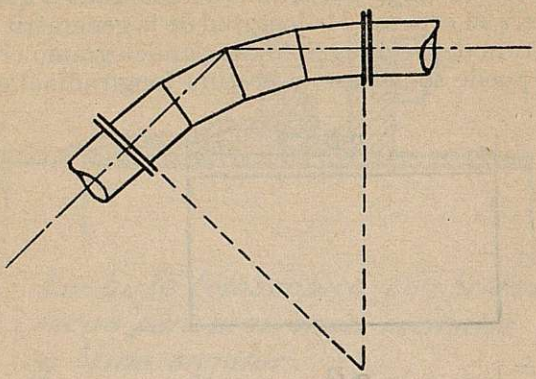
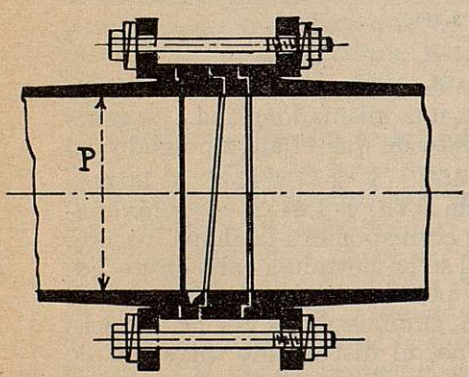


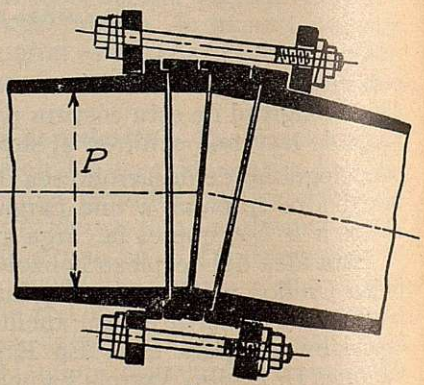
Fig. 341.

como en alzado, se consiguen con el empleo de codos, a los que se procura dar el mayor radio dentro de la conveniencia de hacer cortas estas piezas especiales. Los materiales empleados en ellas son: o la fundición de hierro o acero, o el palastro de esta clase de material, uniendo en el último caso varios troncos de cilindro (fig. 341)'



Bridas en forma de cuña. Posición horizontal

Fig. 342 *a*.



Bridas en forma de cuña. Angulo de desviación.

Fig. 342 *b*.

que en conjunto dan la forma del codo, y disponiendo bridas en los extremos. Como los codos suelen quedar empotrados en los macizos de fábrica, para aumentar la eficacia de este empotramiento se roblonan varios hierros en ángulo al exterior de estos codos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En el salto del lago Tanay Vouvry (Suiza), primeramente, y en otros, después, se emplearon, para conseguir ligeras desviaciones de la tubería, corrigiendo errores de los ángulos de los codos u otras desviaciones originadas en el montaje, piezas especiales que se indican en la figura 342. En esencia, son un trozo corto de cilindro seccionado por un plano oblicuo al eje. Haciendo girar uno de los troncos de cilindro, se consigue variar el ángulo de los ejes de ellos.

Alguna vez, por necesidades urgentes de montaje, de formar un codo sometido a escasa carga de agua, se ha procedido como indica la figura 343: uniendo las bridas de los dos tubos contiguos por tor-

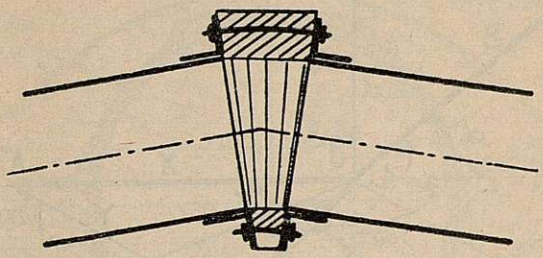


Fig. 343.

nillos de vástagos convenientemente encorvados, enlazando estos vástagos entre sí por alambre de hierro y englobándolos en plomo fundido, previa la colocación de moldes.

Determinación del ángulo del codo en el espacio.—Los aparatos topográficos dan las proyecciones de este ángulo sobre un plano horizontal y sobre otro vertical.

La determinación de su verdadero valor es un sencillo problema de Geometría descriptiva o de Analítica. Aplicando esta última, la solución sería la siguiente:

Consideremos los dos tramos contiguos de tubería I y II. Los ángulos α y β, que hacen, respectivamente, con el plano horizontal, nos son conocidos; e igualmente la proyección horizontal (figura 344) $180^o - \gamma$. Falta determinar el verdadero ángulo ω. Tomamos tres ejes coordenados con origen en el vértice del ángulo y quedando el trozo L en el plano vertical xoz. Llamemos a, b, c los ángulos que forma el trozo I con los ejes x, y y z. Y análogamente a', b', c' los que forma con los mismos ejes el trozo II.

Sabemos:

$$\cos \omega = \cos a \cos a' + \cos b \cos b' + \cos c \cos c'$$

Pero se deduce fácilmente que

$$\cos a = -\cos \alpha \qquad \cos a' = \cos \gamma \cos \beta$$
$$\cos b = 0 \qquad \cos b' = \operatorname{sen} \gamma \cos \beta$$
$$\cos c = \operatorname{sen} \alpha \qquad \cos c' = -\operatorname{sen} \beta$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Luego:

$$\cos \omega = -(\cos \beta \cos \gamma \cos \alpha + \operatorname{sen} \beta \operatorname{sen} \alpha)$$

Tuberías de hormigón armado.—Se emplean en casos de gran caudal y carga máxima de agua inferior a 40 m, cuando por las circunstancias de costo de adquisición y transporte de la tubería de palastro resulta más económica la de aquel indicado material; y esta

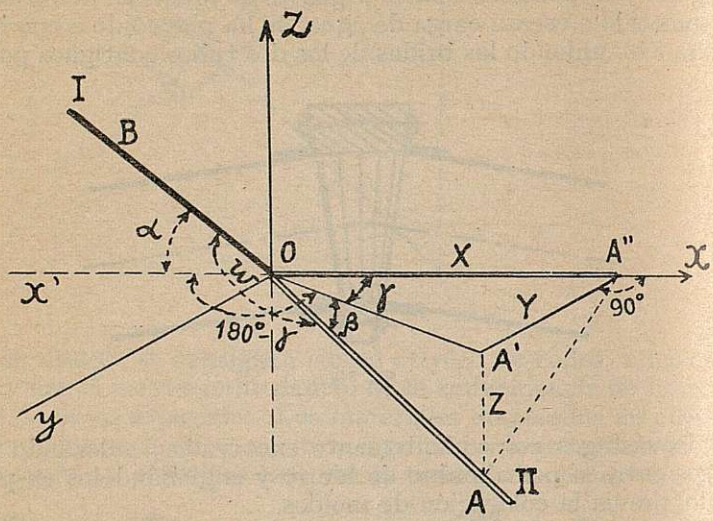


Fig. 344.

economía es de importancia si se trata de gran longitud de conducción. Además, cuando la carga en la tubería es escasa y su diámetro es grande, la repartición interior de las presiones no puede considerarse uniforme, y la tubería de palastro tiende a deformarse, siendo preciso, para evitarlo, darle mucha rigidez; y en estos casos la de hormigón armado da más garantías de indeformabilidad.

Esta tubería puede fabricarse en el sitio de su empleo o fuera de él. El primer procedimiento se aplica en tuberías de gran diámetro. El segundo, en tuberías de menor importancia. Aun en este último caso, conviene que la fabricación quede cerca de la obra, para que el coste del transporte sea el menor posible. El conseguir entonces que las uniones de los tubos proporcionen una superficie lisa y sin salientes de uno a otro en su interior, con impermeabilidad suficiente, es una dificultad que se ha vencido hoy con varios tipos de juntas, de las que indicaremos algunas.

Con esta clase de tubería se ha llegado a diámetros muy grandes. La del salto de Champ (Francia) tiene 3,30 m en 2 200 m de longitud, con 20 m de carga máxima. La del Sifón del Sosa (Canal de Aragón y Cataluña) tiene 3,80 metros de diámetro con 1 000 m de longitud y 26 m de carga de agua. La del Sifón de Albelda tiene 4 m

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de diámetro para 725 de longitud con carga máxima de 30 m. La del salto de Pont de Claix (Francia), de 15 m de altura la tubería (figura 345), soporta sólo 8 m de carga y tiene 6 m de diámetro, dando paso a un caudal de 80 a 90 m^3 por segundo.

Las velocidades admisibles en estas tuberías son de 2,5 a 3,5 m

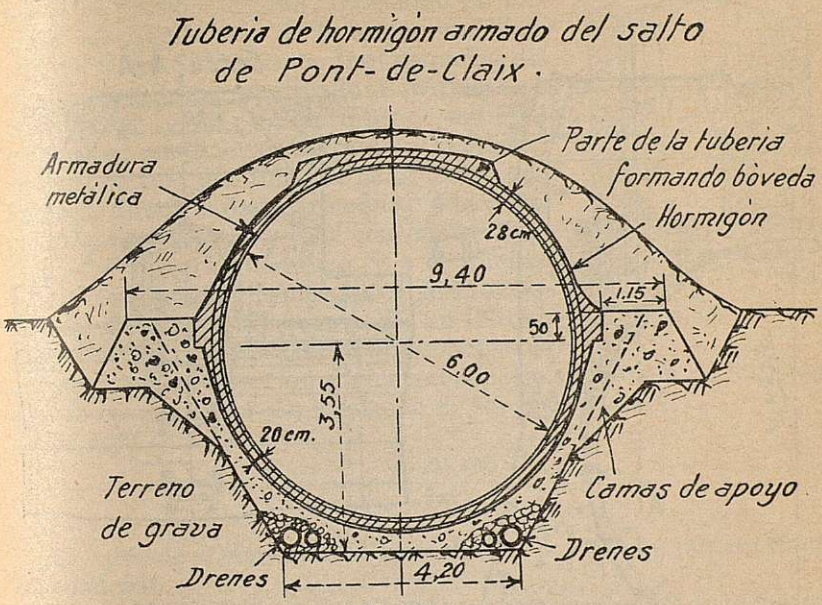


Fig. 345.

por segundo. Sin embargo, si aquéllas sirviesen para canales de descarga, que, por lo tanto, no funcionan continuamente, se pueden admitir velocidades mayores.

La limitación antes indicada de 40 m para la carga de agua está fijada, no por la resistencia que puede darse a la armadura metálica, sino por la dificultad de que el hormigón dé suficiente impermeabilidad. No obstante, en algunas instalaciones se ha pasado dicho límite. En el salto de Ríoperouse (Isere, Francia) hay una tubería de hormigón (además de tres de palastro) con 611 m de longitud, 2,50 m de diámetro y 55 m de carga de agua, con espesores de 12 a 16 cm. En el salto de Cinca (de la Hidroeléctrica Española), las tuberías son de hormigón hasta 60 m de carga, con diámetro de 1,60 m. La tubería del salto de Pontamafrey (Francia), en toda su longitud de 3 290 m, es de hormigón, con 40 m de carga máxima y diámetro de 4 m.

Hay casos especiales de tuberías para mayor carga, como la del Sifón de Hetch Hetchy, para el abastecimiento de aguas de San Francisco de California, que tiene 2,40 m de diámetro, con carga máxima de 110 m. Pero esta tubería puede considerarse de palastro (tiene

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

éste 13 a 18 mm de espesor) con revestimiento exterior de hormigón (de 45 a 60 cm) e interior de mortero (55 mm). Hormigón con dosificación volumétrica $1 : 2\ \frac{1}{2} : 5$. Análoga disposición tiene el sifón acueducto de Catskill para el abastecimiento de Nueva York. La figura 346 representa un registro en esta tubería; el diámetro es

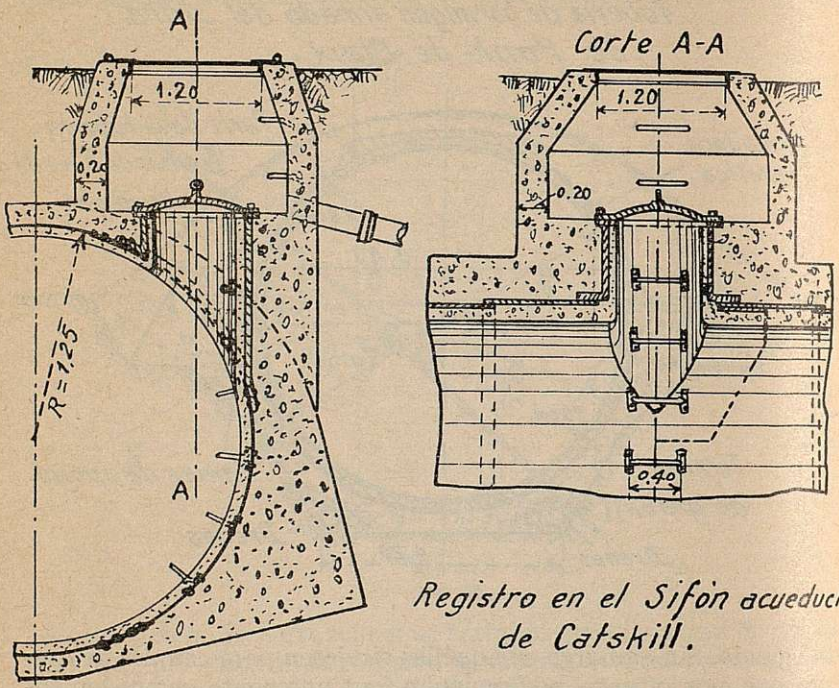


Fig. 346.

de 3,40 m. La tubería está formada por camisa interior de palastro roblonado y calafateado, con envolvente exterior de hormigón de 20 cm de espesor y una capa interior de mortero de 5 cm. La envolvente exterior tiene por objeto dar al tubo la rigidez y evitar la deformación debida a su propio peso, y además protegerla contra la corrosión. La capa interior evita también ésta y disminuye la rugosidad, aumentando en un 25 por 100 su capacidad con respecto a la tubería roblonada del mismo diámetro.

La camisa metálica está formada de virolas de 2,25 m de longitud, roblonadas a solape. El hormigón exterior se coloca con la tubería llena de agua; al estar vacía quedaría algo deformada, y al llenarla recobra su sección circular. Cuando ha fraguado el hormigón, se vacía la tubería.

El mortero interior es de dosificación 1 : 2. Para su vertido se colocan moldes interiores, dejando el espacio anular que ha de ocu-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

par aquél, y se echa éste por agujeros de 65 cm de diámetro, abiertos en las chapas. Estos agujeros se taponan luego con piezas de acero que se refuerzan con chapas remachadas y calafateadas a las virolas.

En esta clase de tubería de hormigón armado es corriente calcular la armadura para que resista por sí sola a la presión interior, quedando el hormigón encargado sólo de la impermeabilización del tubo. Si llamamos D el diámetro del cilindro que forma la armadura metálica en centímetros; p la presión interior en kilogramos por centímetro cuadrado; σ la sección en centímetros cuadrados de cada hierro que forma la directriz de la armadura; k la carga práctica en kilogramos por centímetro cuadrado del material metálico, y n el número de espiras o de círculos metálicos de la armadura que entran en un metro, o sea en 100 cm, la presión interior que tendrá que soportar la armadura en una sección diametral ideal y en 100 cm de longitud del tubo será: $100 \cdot p \cdot D$; y esto ha de ser igual a $2n\sigma k$.

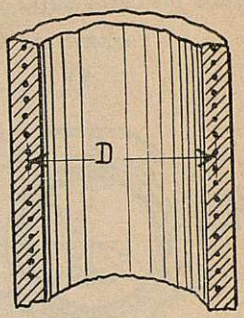


Fig. 347.

De aquí se saca

$$n = \frac{p \cdot D \cdot 100}{2\sigma k}$$

El valor de k conviene no pase de 800 a 1 000 kg por centímetro cuadrado

La condición del hormigón ha de ser principalmente para impermeabilizar; así que conviene una graduación del elemento árido en tamaño y forzar el tamaño tenue. Los americanos emplean corrientemente mezcla en volúmenes de 1 : 2 : 4 para cargas hasta 30 m de agua, y mayor riqueza de cemento al aumentar ésta. La armadura metálica ha de estar cubierta, al menos, con espesor de mortero de 10 mm. La sección de las generatrices que enlazan las espiras suele ser mitad que la de las directrices, contadas todas en la unidad de longitud del tubo.

La separación de las generatrices oscila entre 8 cm para tubos de escaso diámetro, y 15 cm para los de diámetro superior a 0,50 m.

Las tuberías de hormigón armado suelen colocarse, y conviene que así sea, enterradas o abrigadas por terraplén. De modo que las variaciones de temperatura son escasas y no requieren juntas especiales de contracción. Además, como el hormigón es armado, esta circunstancia determinaría la formación de grietas pelo que no serían peligrosas. No obstante, en algunos casos se han puesto juntas de contracción, como ha sucedido en la instalación sobre el roí Radaune, de la ciudad de Dantzig (Alemania) (*Energia Elettrica*, septiembre 1925. Wasserbau: *A Schoklitsch*, 1930, pág. 815). Estas juntas se indican y detallan en la figura 348. Distan entre sí 15 m.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Cada longitud de esta dimensión de tubería tiene un raigal o saliente de anclaje de 1 m de longitud. Cada junta posee un manguito exterior aplicado sobre los extremos de los tubos con interposición de dos capas de cartón asfaltado. La impermeabilidad se consigue con la interposición de una chapa de cobre empotrada en sus extremos en cada tubo y dándole forma de bucle. El relleno del rebaje

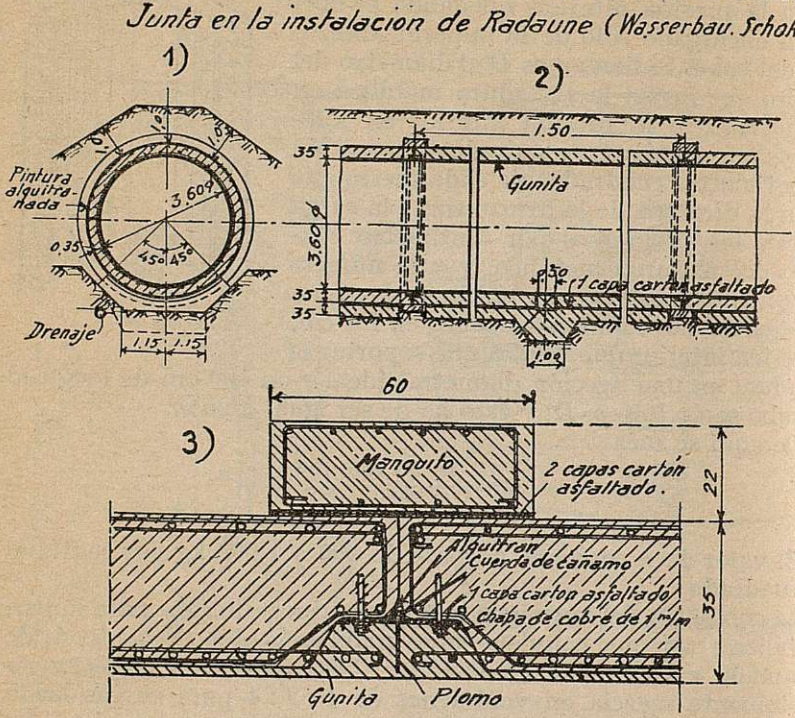


Fig. 348.

que tiene la junta se hace con gunita, al mismo tiempo que el enlucido con este mismo procedimiento de la superficie interior del tubo. La carga máxima de agua es de 25 m.

Cuando se emplean tubos moldeados fuera de su ubicación definitiva, el sistema de junta con o sin manguito es muy varia y depende de la presión interior. Las figuras 349 indican algunos tipos de juntas para escasa presión. En la *c*) la impermeabilidad se consigue con la interposición de un anillo de goma.

Es corriente hoy el tipo de tubo de hormigón centrifugado, armado o no. En esta clase el molde en el que se vierte el hormigón gira con bastante velocidad, obteniéndose así una gran compacidad, resistencia e impermeabilidad hasta cargas de 75 m.

La usual garantía que se exige en las tuberías de hormigón armado es que las filtraciones sean inferiores a 340 litros de agua por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

centímetro de diámetro y por día. Con el tiempo las fugas iniciales, al ponerse en explotación la tubería, disminuyen por colmatación de los poros, por el material que lleva el agua en suspensión o por carbonatación de la cal libre que tiene el portland. La longitud de los tubos moldeados varía según el diámetro y circunstancias de su

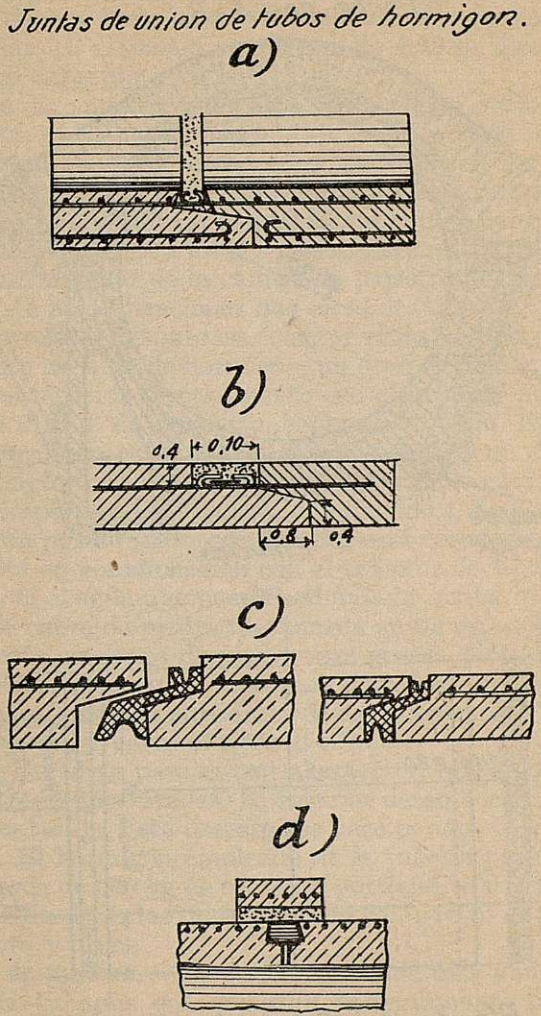


Fig. 349.

transporte. Por ejemplo, hasta 1,80 m de diámetro, el tubo puede ser de 3,50 a 4 m de largo. Para mayores diámetros, de 2,50 a 3 m.

Por ser un ejemplo genuinamente español y por representar en la época de su construcción un gran avance más allá de las soluciones sancionadas por la experiencia, detallamos algo a continuación

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la tubería de hormigón armado del Sifón de Albelda (Canal de Aragón y Cataluña), construído por el ingeniero profesor de la Escuela de Caminos D. Eugenio Ribera.

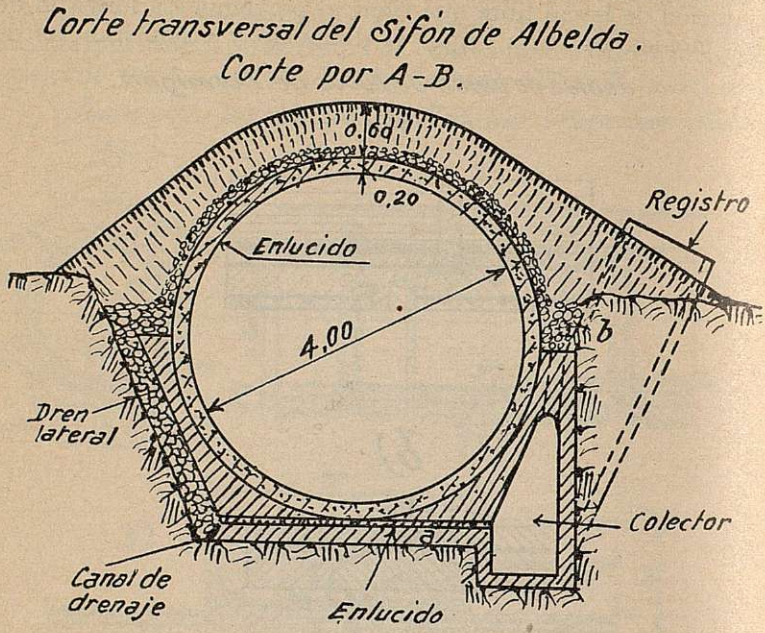


Fig. 350 *a*.

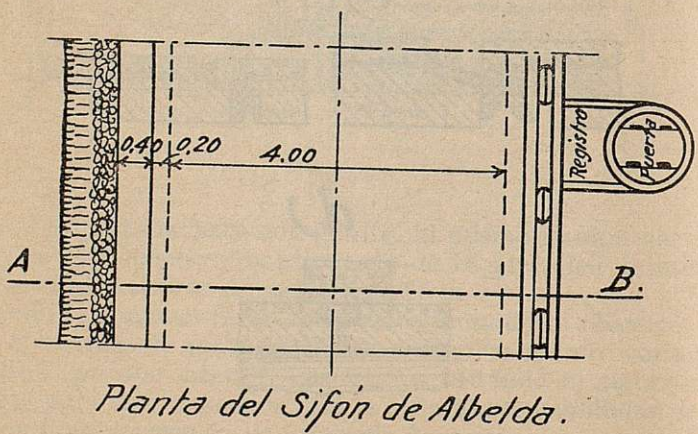


Fig. 350 *b*.

La tubería del Sifón de Albelda, que se representa en las figuras 350, tiene una longitud de 725 m y un diámetro de 4 m. La carga máxima es de 30 m. El espesor de las paredes es de 200 mm; de ellos 15 corresponden al enlucido interior de cemento. La armadura

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

metálica está formada por círculos aislados de hierro en T de sección y separación variables con la presión, y generatrices de hierro redondo con ligaduras de hilo de hierro en los cruces. Los círculos en T varían entre 35 × 35 × 4,50 a 50 × 50 × 6 mm. Las generatrices de hierro redondo son de 8 a 12 mm. Se emplearon 7 000 círculos, cada círculo arrollado en dos semicircunferencias con la nervadura al interior. El diámetro de ellos es de 4,28 m. Los semicírculos unidos con cubrejuntas roblonadas.

La tubería descansa en una cama de hormigón ordinario, que la envuelve hasta el diámetro horizontal. En este sifón no se exigía impermeabilidad absoluta, como en el de Sosa (en que se empleó camisa de palastro y hubo que proveer drenes para recoger las aguas filtrantes). Se fijó un límite al caudal filtrante de 5 litros por segundo, reduciéndose a 3 litros a los dos meses. Este cálculo fué mejorado por la realidad. A pesar de la camisa de palastro del Sifón de Sosa, resultan en éste más filtraciones que en el de Albelda.

Al lado derecho se dispuso un colector visitable y en el otro lado, entre el talud y la cama de hormigón, un dren de piedra en seco, estando en comunicación inferiormente con el colector por pequeños conductos de 0,10 m de diámetro, separados 1,20 m. El espesor de la cama de hormigón en el eje del sifón es de 0,30 m, de ellos 0,10 para los conductos citados. La parte inferior de la cama es de hormigón rico e impermeable, gracias a un enlucido *a*. La parte superior es de hormigón poroso. El borde derecho está coronado por una reguera *b* puesta en comunicación con el colector de 1,50 en 1,50 m, para verter a él el agua que pueda acumularse arriba.

El tubo se cubre de piedra machacada en un espesor de 0,20 m, reposando sobre cordones de piedra más gruesa, situados sobre los bordes superiores de la cama. Se forma así un dren superior que tiene por objeto amortiguar los surtidores de agua, en el caso desgraciado que se produjesen, y llevar el agua al colector.

Hay doce registros para entrar al colector, que se indican (uno de ellos) en las figuras citadas. El colector desemboca en la cámara de descarga del sifón. Esta descarga se hace por dos tubos de 0,30 m de diámetro. El hormigón empleado en la tubería propiamente dicha se componía de 500 kg de cemento portland, 400 litros de arena y 800 de gravilla. El enlucido se hizo con compuesto de partes iguales de cemento y arena.

Tuberías de madera.—En países en donde ésta abunda, se forman con ella tuberías que soportan perfectamente presiones de 20 y más metros de altura. La forma de la sección transversal y enlace de las maderas se indica en la figura 351. Las duelas quedan al tope en el sentido de su longitud, y se enlazan a ranura y lengüeta en el transversal. Estas juntas transversales se suceden en hélice. La resistencia a la presión interior se consigue en virtud de zunchos y tensores de hierro.

En los Estados Unidos y Norte de Europa es frecuente el empleo de este material por razones de economía en conducciones de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

escasa carga. En la primera nación, en el salto de Copco, núm. 2, es ha instalado una tubería de madera de 403 m con 4,90 m de diámetro, apoyada sobre armadura metálica empotrada en muros de hormigón. En el salto de Walempaupac (E. U.) hay instalada una

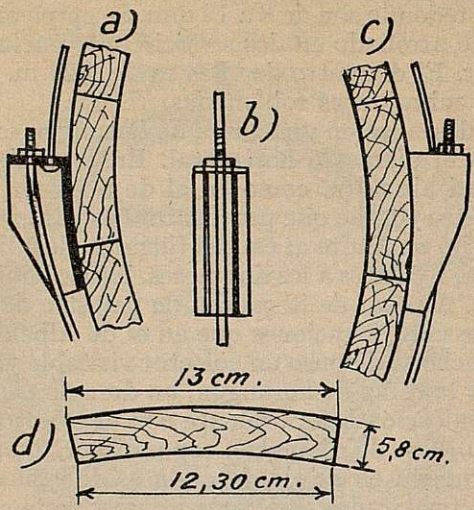


Fig. 351.

tubería de dicho material de 4,20 m de diámetro y longitud de 5 600 m.

En España, debido a la falta de madera y a los rigores del clima, rara vez se ha usado esta tubería. Sólo conocemos los casos de dos saltos de agua en Guipúzcoa, uno en Lizarcola, sobre el río Leizarán, y otro en el término de Asteazu. El primero tiene 15 m de altura y la tubería 35 m de longitud y 1,60 de diámetro. El segundo tiene unos 100 m de tubería de madera enterrada.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XVIII

CALCULO, INSTALACION Y PROTECCION DE LA TUBERIA

Rendimiento de la tubería.—Llamando H la carga estática o diferencia de nivel en metros entre superficies de agua de la cámara de presión y del desagüe y J la pérdida de carga en metros de agua a lo largo de la tubería de longitud L, la carga que aprovecharán las turbinas será $H - J$ y el rendimiento de la tubería será

$$\rho = \frac{H - J}{H} = 1 - \frac{J}{H} = 1 - \mu$$

este valor de J es función de una cierta potencia de la velocidad; y en las fórmulas deducidas por varios experimentadores esta potencia, si no es 2, se aproxima a esta cifra. A medida que aumenta el caudal que pasa por la tubería crece la velocidad y con ella la pérdida de carga, disminuyendo, en cambio, el salto útil. Y como la potencia del salto W está expresada por

$$W = QH' = Q(H - J) = \rho QH$$

siendo Q el caudal en metros cúbicos por segundo, dicha potencia varía con Q y H'.

Si expresamos la pérdida de carga en función de la velocidad en la siguiente forma $J = Kv^2$, la potencia del salto será $W = (H - Kv^2) \cdot Q$ podemos expresarlo en función de la sección S y velocidad v; y así, tendremos:

$$W = Sv(H - Kv^2) = S(Hv - Kv^3)$$

Siendo S constante, el máximo de W corresponderá al del paréntesis del segundo miembro. Derivándolo e igualando a cero tendremos:

$$H - 3Kv^2 = 0 \qquad H = 3Kv^2$$

Pero antes hemos visto que $J = Kv^2$; luego $H = 3J$.

Es decir, que se obtendrá la potencia máxima al final de la tubería cuando la pérdida de carga sea un tercio de la altura bruta del salto. Así, partiendo del caso origen en que el caudal sea cero y, por lo tanto, la potencia, al ir aumentando el caudal, crece la potencia hasta llegar a un máximo, para volver luego a decrecer.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En la figura 352, y para el caso de salto de 40 m, diámetro de tubería de 1,60 m y longitud de ésta de 400 m, se ha obtenido (empleando la fórmula de Strickler para determinar las pérdidas de

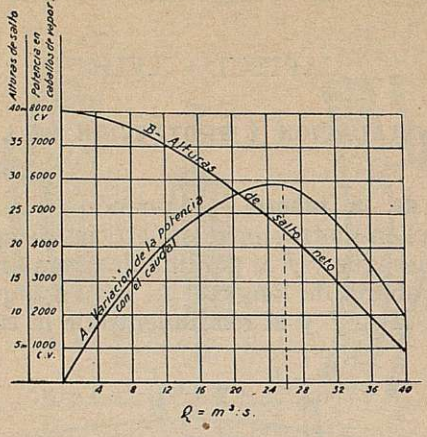


Fig. 352.

carga) una curva A que relaciona las potencias con los caudales, y otra curva B que indica el salto neto para cada caudal; y el máximo de la primera corresponde próximamente al valor de salto neto = 26, o sea dos tercios del salto bruto de 40 m.

En este caso el rendimiento de la tubería sería de

$$\rho = \frac{H - \frac{1}{3} H}{H} = 0{,}66$$

que es muy escaso. El máximo de la potencia se obtiene para tan pequeño valor de ρ a expensas del caudal. Y como corrientemente no es éste superfluo, sino que, al contrario, conviene emplearlo útilmente, la pérdida de carga J no llega nunca al $\frac{1}{3} H$, sino que suele quedar comprendida entre 0,04 y 0,10 de H; y, por lo tanto, $J = 0{,}04 \cdot H$ a $0{,}10\ H$; $\mu = 0{,}04$ a 0,10 y $\rho = 0{,}96$ a 0,90.

Determinación del diámetro de la tubería.—En un aprovechamiento de salto de agua que requiera el empleo de la tubería, al proyectar ésta hay que fijar primeramente su número y el caudal que a cada tubería corresponda. Lo preferible sería que cada turbina tuviera su tubería especial, sin perjuicio de que las diversas tuberías se enlacen junto a la casa de máquinas por un colector con llaves intermedias que permitieran aislar a voluntad una tubería para visitarla y repararla; y de este colector partirían las ramificaciones a las turbinas, con cierres también en estas acometidas, para poder aislar análogamente cada turbina. De este modo, a la par que se

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

conseguiría, en funcionamiento normal del salto, que la velocidad de agua en las tuberías fuese escasa y de poca importancia relativa la pérdida de carga y los golpes de ariete, en caso de rotura de una tubería quedaría la otra o las otras supliendo la falta con sólo el aumento de velocidad del agua y de la pérdida indicada.

Ante la posibilidad de tener que dejar fuera de servicio la tubería para atender a su conservación o a la reparación de algún tubo, no conviene que sea única, porque esto arrastraría la paralización de la central.

La solución ideal, antes indicada, de una tubería por turbina no siempre se realiza, porque cuando la tubería es muy larga resultaría muy onerosa.

Atendidas en su justo valor estas consideraciones económicas, y fijado el número de tuberías que hay que colocar; conocido el caudal total y, por lo tanto, el que corresponde a cada tubería, hay que determinar el diámetro de ésta. Para ello hay que atender a razones de orden técnico y económico. Corrientemente la tubería representa un tanto por ciento crecido del importe total de la instalación del salto. Técnicamente conviene que la velocidad del agua sea escasa, y escasa, por consiguiente, la pérdida de carga en la tubería. Así resulta mayor el salto aprovechable, la potencia disponible y la capacidad de ingresos por su venta. Pero esta velocidad escasa requiere aumento de diámetro y del espesor de la tubería y, por lo tanto, de su coste. Se necesitan así más gastos de primera instalación y conservación y amortización, que representan una partida negativa.

Teóricamente el diámetro más económico sería aquel en que un incremento de su dimensión representase un coste que no quedara compensado con el aumento de potencia conseguido con la disminución de las pérdidas por rozamiento. Es decir, el diámetro debe ser tal que el valor de la potencia anualmente perdida en rozamiento, más el interés anual, más los gastos de conservación de la tubería fuese un mínimo.

Varias fórmulas se han propuesto para ello; pero se comprende que sea difícil llegar a una que dé satisfacción completa, porque en la citada determinación entran en función elementos difíciles de fijar de antemano, como son el precio de venta de la energía, cantidad de ella que en las diversas épocas del año y a diferentes horas del día absorba el mercado, carga consiguiente de trabajo de la central, precio del material de la tubería, de la mano de obra, gastos de conservación, etc.

Se podría acudir a un procedimiento gráfico. Si llamamos h la pérdida de carga en toda la tubería para un cierto diámetro; Q el caudal en metros cúbicos por segundo; ρ el rendimiento, la potencia perdida N' sería

$$N' = \frac{1\,000 \cdot Q \cdot h \cdot \rho}{75}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

expresada en caballos de vapor. Esta potencia, multiplicada por el número de horas en que se pierde anualmente y por el precio unitario en venta, nos daría el importe anual perdido en rozamientos, etcétera, para cada diámetro de tubería. Este cálculo sería cierto para máquinas trabajando a plena carga; y como esto es excepcional, hay que considerar los valores medios de Q y h que se estimen prudentes, o disminuir el número de horas de utilización posible de la energía que hubiera producido la pérdida h de carga.

Con los importes anuales de las energías perdidas para la venta,

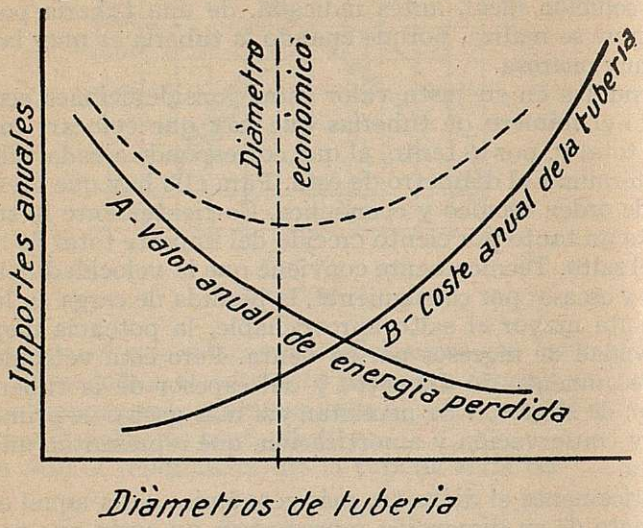


Fig. 353.

correspondientes a cada diámetro de tubo, se forma la curva A de la figura 353. Con las mismas abscisas de diámetros de tubos y como ordenadas los importes que anualmente representan los intereses de los capitales de compra e instalación de cada tubería, más los gastos de amortización, más los de conservación (próximamente el 2 por 100), se puede formar la curva B. Y otra con la suma de las ordenadas de A y B; y el mínimo de esta curva corresponderá al diámetro más económico.

Pero ante la dificultad que representa el fijar los datos en aquellas citadas fórmulas o procedimiento gráfico, se determina el diámetro de la tubería, o fijando la velocidad máxima del agua en ella, y deduciendo su diámetro, conociendo el caudal máximo que pueda absorber; y con los elementos suficientes se encuentra la pérdida de carga total por rozamiento, o se parte de esta pérdida de carga para encontrar el diámetro y la velocidad. Para ello puede emplearse cualquiera de las fórmulas que hemos indicado antes (Darcy, Sonier, Hazen-Williams, Strickler, etc.).

Es muy general el proceder como últimamente indicamos, fijan-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

do una pérdida de carga total por rozamiento del 1 al 2 por 100 en saltos inferiores a 100 m, y del 3 al 4 por 100 en saltos superiores a dicha cifra.

Así, por ejemplo, si tenemos una tubería de 800 m de longitud y un salto de 160 m de altura y queremos que se pierda en rozamiento un 3 por 100 de salto, o sean 4,80 m, si en la fórmula de Strickler o Hazen-Williams ponemos el valor de la constante según la naturaleza de la tubería, hacemos

$$h = 4{,}80 \text{ m}; \qquad L = 800 \text{ m}; \qquad v = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}}$$

nos queda como única incógnita el diámetro, que podemos obtener con facilidad.

Debe tenerse muy en cuenta el factor de carga a que la tubería trabaje, es decir, el caudal medio de agua que la tubería conduzca. En algunas instalaciones se requiere que las turbinas trabajen continuamente a carga total, mientras que en otras trabajan normalmente a media carga, verificándolo sólo a carga total en los momentos de los picos de las curvas de consumo. En este último caso las pérdidas por rozamiento deben basarse sólo en las horas en que trabajen las turbinas a media carga.

En casos de gran altura de salto, la limitación del diámetro viene dada por la del espesor. El valor de éste se obtiene de la fórmula $e = \frac{pD}{2K}$. Hemos dicho que en tuberías roblonadas el límite de espesor es de 25 mm, y en las soldadas el de 40. Conociendo, pues, el valor de p y el de K, se obtiene el diámetro límite para aquellos espesores.

Al llegar en saltos de altura comenzando desde el origen con un cierto diámetro a la carga de agua que determina el espesor límite en tubería roblonada, se adopta en el siguiente tramo la soldada hasta la carga de su espesor límite. Y llegado a este puntó cabe: 1.º, conservar el mismo diámetro empleando tuberías reforzadas; 2.º, disminuir el diámetro sucesivamente desde el origen formando una tubería telescópica, y 3.º, bifurcar la tubería.

Es corriente que en tuberías de gran longitud y gran carga de agua no se conserve en toda ella el mismo diámetro. Esta misma variación de diámetro puede ser una ventaja para el transporte, especialmente por mar, porque se pueden colocar para aquél unos tubos dentro de otros.

Las velocidades del agua en la tubería están en consonancia con la pérdida de carga admitida. Antes se exigía, para el buen funcionamiento de los reguladores y para limitar la masa de los volantes de las turbinas, que garantizasen una cierta constancia en el número de revoluciones de éstas, que la velocidad fuese menor de 2 m.

Pero hoy, con el perfeccionamiento de los reguladores y de las

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

disposiciones contra el golpe de ariete, se puede llegar hasta velocidades de 6 m por segundo.

Se podía, partiendo de la velocidad, determinar el diámetro de la tubería, conociendo el caudal asignado a cada una de ellas, empezando en el origen de ella con una velocidad de agua de 1,50 m por segundo y concluyendo en su extremo inferior con el diámetro correspondiente, en saltos grandes a 5 m por segundo.

La casa J. M. Voith ha trazado las curvas de la figura 354 para

Determinación de la velocidad conveniente al final de la tubería (J. M. Voith)

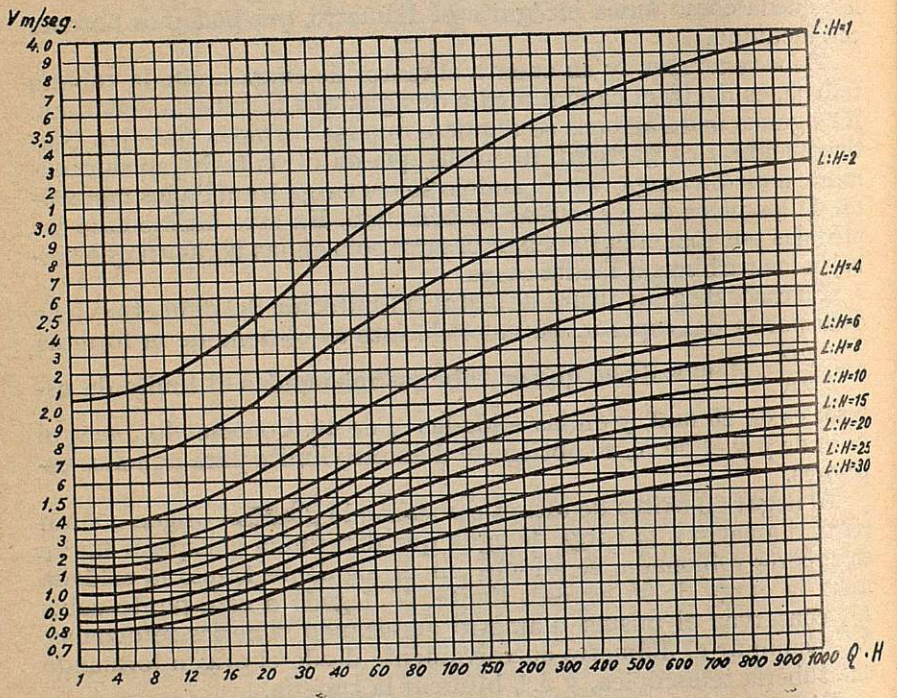


Fig. 354.

determinar la velocidad más conveniente. Se entra con los valores QH en abscisas. Cada curva tiene indicada la relación de $\frac{L}{H}$, o sea relación de longitud a altura de salto que le corresponde. Las ordenadas son velocidades junto a la tubería.

Al usar la tubería telescópica, basándose para la elección de su diámetro en la pérdida de carga, ésta debía ser para toda la tubería con sus diversos diámetros el tanto por ciento de la altura que se fijase.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En suma, la fijación de dichos diámetros ha de ser resultado de numerosos tanteos en los que se atienda perfectamente al factor económico sin descuidar el técnico.

Deducido el diámetro único, o los diversos en caso de reducción sucesiva de él o bifurcación de la tubería, podemos encontrar el valor de la sobrepresión por golpe de ariete; y conocido el tiempo máximo de cierre del regulador de la turbina, entraremos en el cálculo siguiente:

Determinación práctica del espesor de la tubería.—En la figura 355 se indica un perfil de una tubería para un salto de 400 m de altura, y se supone que la velocidad del agua sea de 2 m por segundo

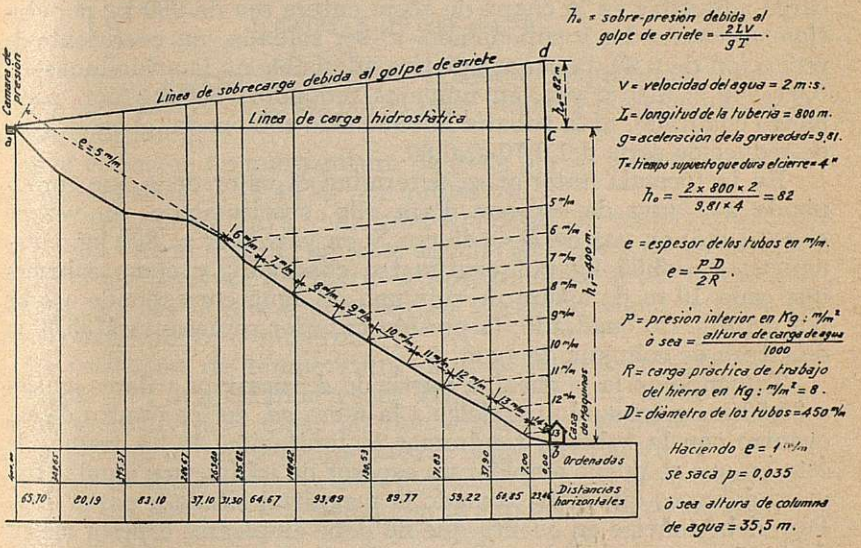


Fig. 355.

en el caso del consumo máximo del caudal que pueden absorber las turbinas. La longitud de la tubería es de 800 m. El diámetro, de 450 mm.

Trazando una horizontal desde el nivel de agua arriba, es decir, de la cámara de presión, tendremos la presión hidrostática en cada punto, tomando la ordenada en él, hasta dicha horizontal.

Suponemos que el tiempo de cierre del regulador de la turbina sea de 4". El golpe de ariete según la fórmula de Michaud es

$$h = \frac{2Lv}{gT} = \frac{2 \cdot 800 \cdot 2}{9{,}81 \cdot 4} = 82 \text{ m}$$

Esta fórmula da, según se dijo en sección anterior, mayor valor que otras. Además, para aumento de garantía, en vez de tomar su valor desde el nivel dinámico, al final de la tubería, se toma *cd*, desde la horizontal del nivel estático. El extremo de ella, *d*, se une con el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

origen *a* de la tubería con una recta; y fijada así con esta línea, aproximadamente, la sobrecarga debida al golpe de ariete, tendremos la carga total tomando en cada punto la ordenada desde la tubería hasta dicha línea *cd*.

El espesor en cada punto lo determinamos por la fórmula

$$e = \frac{pD}{2K}$$

en que K, resistencia práctica por centímetro cuadrado, lo suponemos igual a 800 kg. Es decir, suponemos la tubería soldada; que la carga admisible en la chapa de acero entera sea de 900 kg por centímetro cuadrado; y suponiendo, al ser soldada, un coeficiente de reducción de 0,90, la carga práctica admisible en la soldadura será: $0{,}90 \cdot 900 = 810$, o sea, en números redondos, 800 kg por centímetro cuadrado. Si la tubería hubiese sido roblonada, el coeficiente de reducción sería del 0,70 al 0,80.

En la fórmula anterior se determina el valor de p que corresponde a 1 mm de espesor. Para ello, sustituyendo, en vez de $e = 0{,}1$ cm; en vez de $D = 45$ cm, y en vez de $R = 800$ kg, obtenemos: $p = 3{,}55$ kg por centímetro cuadrado; y como sabemos que cada 10 m de altura de columna de agua corresponde a 1 kg por centímetro cuadrado, la presión anterior representará 35,50 m de altura de columna de agua.

Tomando en la vertical, a partir de *d*, sucesivos valores iguales a 35,50 m, y trazando paralelas a la recta *ad*, en los puntos de encuentro con la tubería, tendremos la limitación de los tramos de ésta en que se puede emplear un espesor de milímetros igual al número de veces que se ha tomado la magnitud citada a partir de *d*. Pero debe tenerse en cuenta que no debe emplearse espesor menor de 4 a 5 mm para que tenga la tubería más delgada resistencia suficiente a la posible oxidación, choques exteriores, transportes, etc. Así, el primer valor que se toma desde *d* en la vertical es 4 ó 5 veces el de 35,50 m. En el caso de la figura se ha tomado cinco veces; y la paralela trazada a *ad* determina sobre la tubería el extremo del tramo, que desde el origen ha de tener el espesor de 5 mm.

Para garantía de deterioros en el transporte y montaje, y para evitar rápida oxidación, como hemos dicho, en tuberías hasta diámetro de 1 m, el espesor mínimo debe ser de 5 mm. Desde 1 a 1,50 m de diámetro, espesor mínimo de 6 mm, y para mayores, 7 mm.

Efectos de las variaciones de temperatura en las tuberías.—Al sobrepasar la temperatura ambiente, la que había en el momento del montaje de la tubería, ésta sufre una dilatación; y, por el contrario, experimenta contracción cuando aquélla desciende por debajo de la temperatura del montaje. Si la tubería fuese libre, se originarían en ella deformaciones que podrían hacerla salir de sus apoyos hasta causar su rotura al ser muy rígida aquélla. Si está anclada en los apoyos podrían producirse con el cambio de longitud esfuer-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

zos moleculares que rebasasen los límites de resistencia práctica del material.

Supongamos una variación de temperatura en la tubería de 20º. El coeficiente de dilatación de la chapa de acero es, aproximadamente, de 0,000012. De modo que el aumento o disminución de longitud sería de $20 \cdot 0{,}000012 = 0{,}00024$ de la unidad de medida. Teniendo en cuenta la proporcionalidad entre las deformaciones y las fuerzas y refiriéndonos al milímetro, sabemos que el coeficiente de elasticidad del acero es, en kilogramos por milímetro cuadrado, $2 \cdot 10^4$. Por lo tanto, el esfuerzo molecular desarrollado será, en kilogramos por milímetro cuadrado,

$$0{,}00024 \cdot 2 \cdot 10\,000 = 4{,}80$$

que habría que agregar a la carga en el sentido longitudinal a que estuviese sometido el material por el peso propio y el del agua por la presión interior, etc.

Si la variación de temperatura fuese de 60º, el esfuerzo molecular indicado sería de 14,40 kg por milímetro.

Si la tubería es corta y de gran diámetro, la temperatura del hierro se acercará a la del agua; si aquélla es larga y de escaso diámetro, la temperatura del hierro se aproximará a la del medio que la rodee, ya sea el aire o el terraplén o galería, según se trate de tubería descubierta o cubierta.

La oscilación de temperatura de una tubería cubierta no es mayor de 20º, aun estando vacía. En cambio, una tubería descubierta, al estar vacía, sigue las oscilaciones del ambiente, y en él las variaciones de temperatura pueden llegar en el año a 50 ó 60º. Si está llena de agua, se limita esta oscilación a causa de la capacidad calorífica del agua y en relación con la superficie de radiación y el caudal por 1″.

Resulta, pues, que la máxima oscilación se produce en la tubería vacía, y entonces se puede admitir que soporte mayor esfuerzo molecular como consecuencia de la variación de temperatura, porque la tubería, al estar descargada de agua, no sufrirá los efectos de la presión interior y de su peso.

Juntas de dilatación.—Para evitar los esfuerzos moleculares debidos a las variaciones de longitud de la tubería, muchos ingenieros,

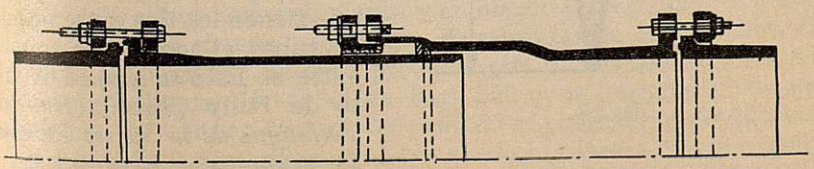


Fig. 356.

en la instalación de las descubiertas, interponen en cada alineación recta una junta de dilatación. Las figuras 356 y 357 indican dos tipos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de ellas, y, como se ve, la disposición es análoga a la de los prensaestopas. La figura 358 indica un tipo sencillo de dicha junta, llamado de fuelle. Cuando se instalan éstas, la tubería se ancla en los codos a macizos de mampostería o al terreno. Así, quedando fijos los codos, las variaciones de longitud las sufre la junta de dilata-

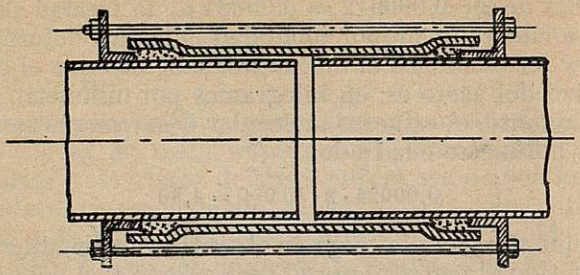


Fig. 357.

ción. Como ésta es siempre un punto débil en la tubería, conviene ponerla en el extremo superior de cada alineación recta, en donde la carga de agua es, naturalmente, menor.

Una disposición como la figura 357 o análoga puede servir para enlazar dos tramos de montaje. Es decir, la tubería se debe empezar a montar desde su punto final de enlace con las turbinas. Este punto y el anclaje inmediato debe considerarse como invariable, para evitar que cualquier desplazamiento de la tubería desnivele las máquinas. Pero cuando la tubería es muy larga, para abreviar tiempo de montaje convendrá poner dos o tres equipos que monten tramos diferentes. Y lo delicado será la unión de estos tramos. Una pieza como la indicada o análoga permitirá, con el juego que tienen los dos extremos de los tubos, el acoplar los tramos entre sí. Esto se hizo en el salto de Fully (Suiza) (*Bulletin Technique de la Suisse Romande*, 1922).

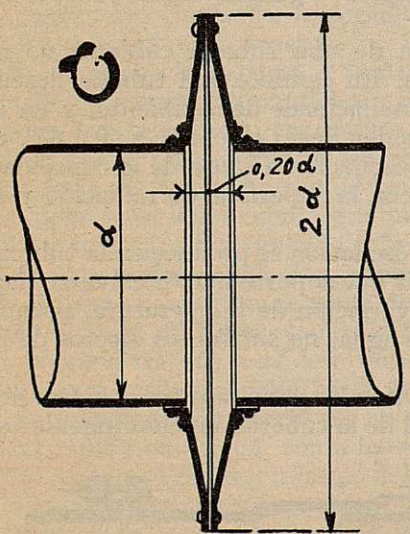


Fig. 358.

Los ingenieros franceses consideran inútiles las juntas de dilatación y admiten la sobrecarga del material debida a la variación de longitud, en consideración a que es mayor en vacío, es decir, cuando más descargado está aquél. Además, los citados ingenieros no co-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

locan los macizos de anclaje en los codos, sino en puntos intermedios de las alineaciones rectas, dejando libres aquéllos al movimiento originado por los cambios de longitud, de modo que no toda la variación de ésta la absorbe el material aumentando la carga. Por otra parte, nunca se produce la sobrecarga, debido al aumento de temperatura, puesto que la tubería no está perfectamente recta, aun en alineaciones que por rectas pasen, y al descender la temperatura, parte de la variación de longitud se emplea en enderezarla; y si aumenta aquélla crece la curvatura de la tubería y con ello la longitud.

Además, si se coloca la tubería a una temperatura intermedia entre la máxima y mínima a que pueda estar sometida, la carga debida a la variación de longitud se reduce a la mitad.

Con el anclaje intermedio se evita, además, como en el de los codos, el deslizamiento de la tubería cuando la componente del peso de ella (con agua) no está equlibrada por el rozamiento sobre sus apoyos; y se impide la transmisión de los esfuerzos desarrollados por las variaciones de temperatura entre una parte de la tubería de gran espesor y otra de menos.

En un artículo publicado por Mr. Baticle en *Le Génie Civil* del 22 de enero de 1921, se demuestra que si el eje de la tubería se aparta poco de la línea recta, es indispensable instalar un órgano de dilatación en las tuberías descubiertas. Pero cuando se pueda adoptar un trazado que ofrezca en planta una flecha entre anclajes de unas veinte veces el radio de la tubería, no habrá ya que temer los efectos debidos a la temperatura, puesto que el esfuerzo molecular máximo correspondiente a este caso no es para una variación de 50° más que 3,50 kg por milímetro cuadrado.

Trazado de la tubería.—Las ubicaciones de la cámara de presión o chimenea de equilibrio y la casa de máquinas deben elegirse de modo que al unirlas con la tubería quede ésta sobre terreno resistente, no expuesto a corrimientos y al abrigo de desprendimientos de tierra o de avalanchas. A ser posible, debe colocarse siguiendo líneas de máxima pendiente huyendo de la colocación en valles o a media ladera, en donde los peligros citados son evidentes. Y allí donde no haya posibilidad de que queda la tubería precavida de ellos, se entierra o se cubre con túnel artificial.

Debe evitarse en el trazado de la tubería la excesiva multiplicación de alineaciones en planta y en alzado para reducir el número de codos, que siempre son origen de pérdidas de carga y una dificultad de montaje. Se debe procurar que dichas alineaciones sean de longitud entre 100 y 300 m. Para 300 m de longitud y variación máxima de temperatura de 50°, siendo el coeficiente de dilatación de 0,000012 y suponiendo se haya atado la tubería con una temperatura extrema, la variación máxima de longitud será $300 \times 50 \times \times 0{,}000012 = 0{,}18$ m. Y es preciso que las juntas de dilatación permitan este juego y colocarlas en posición que consientan esta variación. Es decir, si se ata la tubería en tiempo frío la junta de di-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

latación debe estar en su posición extrema para permitir luego la dilatación indicada. Se debe procurar siempre atar la tubería a horas de temperatura media, y entonces la junta se coloca en su posición media. El juego de ésta debe ser mayor que el que pueda originarse por los cambios de temperatura.

A cada codo corresponderá un anclaje en el sistema corriente de montaje de tubería descubierta (los franceses hemos dicho que no anclan los codos). Y al final de cada tramo, en su extremo superior, se coloca una junta de dilatación.

Se deben evitar en lo posible los cambios bruscos de pendiente para que no se rompa la vena líquida al acelerarse el agua en la parte más inclinada al aumentar la demanda de caudal de las turbinas.

Debe colocarse la casa de máquinas fuera del plano vertical determinado por el último tramo de la tubería, para evitar peligros de inundación en caso de rotura de ella.

Cada tramo de trazado en que quede dividido el de la tubería debe requerir pocas obras de explanación, para evitar excesivas cotas de desmonte en las partes altas del terreno o gran altura de muretes en las partes bajas.

Cuando la tubería es de bastante longitud, conviene colocar alguno o algunos agujeros de hombre en su recorrido.

Instalación de tuberías de hierro.—Las tuberías se pueden instalar al descubierto o protegidas por un terraplén que las cubra o por una galería.

Las tuberías cubiertas tienen la ventaja de quedar más abrigadas que las descubiertas contra las variaciones de temperatura, pudiéndose entonces ahorrar las juntas de dilatación.

En cambio, tienen los inconvenientes que siguen:

a) Su instalación es más cara, especialmente en terreno inclinado, en el que hay que hacer muretes para que el terraplén no deslice.

b) No se pueden vigilar las fugas de agua por las juntas o por las roturas que se produzcan.

c) Se oxidan fácilmente.

Las tuberías de hierro fundido, que, como sabemos, son más frágiles que las de chapa, deben colocarse por ello en trincheras cubiertas, o sobre el terreno, abrigadas por terraplén. Dichas tuberías no tienen el peligro que las de chapa de oxidarse con facilidad por el contacto con el terraplén húmedo.

De esta clase son las tuberías de distribución de aguas en poblaciones en donde necesariamente tienen que ir enterradas, a menos que se alojen en galerías.

En saltos de agua parece a primera vista que las tuberías deben ir al aire libre por su más fácil vigilancia. Respecto al peligro de oxidación en las tuberías de acero enterradas, hay opiniones muy divergentes. Mientras los fabricantes de ella aseguran que la capa de carbonatación superficial protege contra la oxidación, los que fa-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

brican tuberías de hierro fundido exageran aquellos peligros para las de acero.

Hay muchos casos de tuberías de acero enterradas conservadas en buen estado durante muchos años. La Pacific Gas and Electric Co. (Estados Unidos) ha levantado una tubería de acero de 0,75 m de diámetro, 4 200 m de longitud y carga máxima de 300 m después de 58 años de uso, en perfecto estado, para volverla a usar de nuevo (*Engineering News-Record*, 15 de noviembre de 1928, pág. 740).

Bouchayer, en su folleto *Conduites Forcées*, cita varios casos de análoga buena conservación.

En saltos de agua de gran altura construídos en época relativamente reciente, y en los que la tubería era el problema más importante, se adoptado la solución de enterrarlas, y así evitan el colocar juntas de dilatación, que para cargas grandes representan puntos de debilidad y origen de fugas de agua. Se corre con ello el riesgo de mayor facilidad de oxidación.

Para suprimirla o atenuarla al menos, los tubos, después de pintarlos con dos manos de minio, deben alquitranarse cuidadosamente

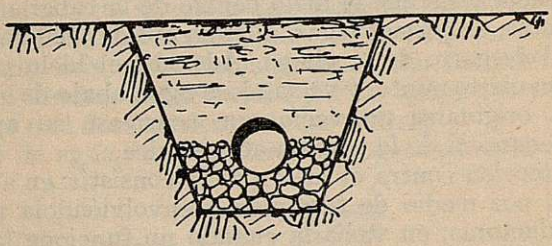


Fig. 359.

en caliente; y en la zanja en donde van a asentarse colocar antes una capa de piedra que sirva de dren para alejar las aguas (fig. 359). En algunas instalaciones la tubería enterrada se ha rodeado antes de varias capas de tela o papel embreado.

A veces, como en el salto de Tremp (España), la tubería se envuelve en un revestimiento de hormigón, encima del cual insiste una capa de tierra al menos de un metro de espesor.

En los saltos siguientes se ha colocado la tubería enterrada sin juntas de dilatación:

	Altura — Metros	Instalación en el año
Vouvry (Lago Tanay, Suiza)	935	1900
Ackersand (Suiza)	525	1908
Orlu, Ariège, Francia	940	1910
Fully (Suiza)	1 650	1912 a 1915

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La solución más perfecta consiste en instalar la tubería en galería visitable, con lo que se consigue la relativa constancia de temperatura y eliminación de juntas de dilatación y las ventajas de vigilancia de las tuberías descubiertas. Pero esto representa un coste grande y sólo en limitados casos de tuberías cortas se ha empleado.

La tubería que se coloque al descubierto debe pintarse antes de minio y luego con una o dos manos de alquitrán o de pintura de aceite.

En taller ha debido someterse la tubería a la carga de prueba que se exija en el pliego de condiciones, y que debe ser, al menos, 1,50 la máxima en servicio. Mientras está la tubería con dicha carga, se golpea con un martillo. En obra, y después de instalada por tramos, puede someterse a carga de 1,25 la de servicio, ya que corrientemente en el taller no se suelen probar todos los tubos, sino sólo algunos de ellos.

Protección de la tubería contra el hielo.—En caso de tuberías descubiertas, y en países en que la temperatura del agua dentro de aquéllas pueda llegar a la de congelación, es preciso defenderlas de las consecuencias que el hielo dentro de la tubería podría originar. Son éstas, en primer lugar, al aumento de volumen que podría acarrear el desgarro de la chapa. Además, el hielo puede formar tapón en un cierto punto, y vaciándose agua abajo de él, en la tubería podría originarse un vacío que acarrease su aplastamiento como consecuencia de la presión atmosférica.

La protección contra el hielo puede consistir: en abrigar la tubería, bien por medio de terraplén o envolviéndola por materias malas conductoras; en vaciarla cuando no funcione la Central en la época de frío riguroso, o dejar siempre en esta época agua corriente que garantice, por la suficiente capacidad calorífica del agua en movimiento, que la temperatura no ha de descender por debajo de cero grados.

Si llamamos W la radiación por hora de una tubería rodeada de aire frío; k un coeficiente que es (radiación específica) próximamente igual 10; t_m la temperatura media del agua; t_z la temperatura media del medio ambiente; D el diámetro de la tubería, y L su longitud, tendremos:

$$W = k \cdot \pi \cdot D \cdot L(t_z - t_m)$$

en donde W queda expresada en calorías-kilogramos. $\pi D \cdot L$ será la superficie de la tubería.

Un metro cúbico de agua para un enfriamiento de un grado irradia 1 000 calorías-kilogramos. Si suponemos que 0,5 grados sea la temperatura límite que el agua pueda alcanzar sin helarse, y t_m la temperatura a que el agua entra en el tubo, el número límite de calorías que el agua puede perder sin helarse será, por metro cúbico, $1\,000\left(t_m - \frac{1}{2}\right)$ de modo que la cantidad de agua por hora

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

que ha de pasar por el tubo para que no se congele el agua será:

$$Q = \frac{W}{1\,000\left(t_m - \frac{1}{2}\right)}$$

Designando por S la superficie $\pi D \cdot L$ del tubo y suponiendo que $t_z - t_m = 20^o$ para $k = 10$ y $t_m = 1^o$, resultará:

$$Q = \frac{10 \cdot S \cdot 20}{500} = \frac{2}{5} S$$

De modo que, en el supuesto antes indicado, para evitar la congelación del agua debe dejarse correr por la tubería, aun en caso de parada, al menos en metros cúbicos, un volumen expresado por dos quintos de la superficie, expresada en metros cuadrados (por hora).

Apoyo de la tubería.—Ya hemos dicho que la tubería se puede instalar descubierta o cubierta por un terraplén o galería.

La tubería cubierta se coloca directamente sobre el terreno, apoyándose sobre él de modo continuo; y si la pendiente de aquél es muy acentuada, hay que establecer de trecho en trecho muretes, para evitar el arrastre del terraplén por las aguas que puedan salir por las juntas o el deslizamiento de las tierras.

En saltos de agua, la disposición más general es la de tuberías

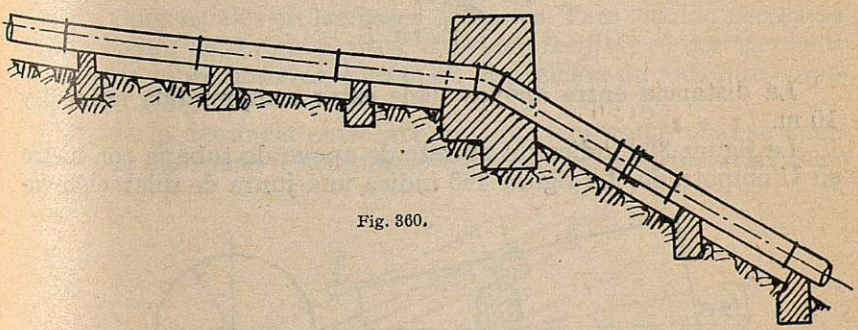


Fig. 360.

al descubierto (fig. 360), que permiten más fácil vigilancia y una conservación más cuidadosa, pintándolas con la frecuencia necesaria para evitar la oxidación. En este caso los tubos no se colocan directamente sobre el suelo, sino que se apoyan en muretes. Estos muretes reciben la tubería apoyándola sobre una superficie lisa, formada o por un enlucido de cemento que adopta la misma forma que el sector de ella que se apoya, o por una plancha de palastro o hierro en U empotrado en la obra, representando superficie lisa de la forma indicada, o por unas piezas especiales de fundición, como se indica en la figura 361. El apoyo se hace liso, a fin de que la tubería resbale con facilidad sobre él al variar de longitud.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

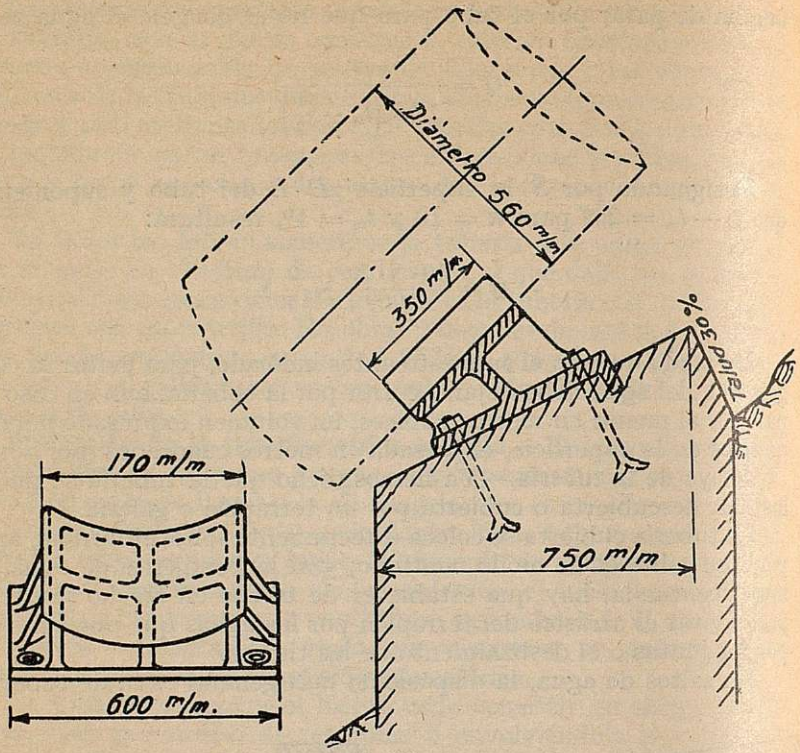


Fig. 361.

La distancia entre apoyos suele estar comprendida entre 5 y 10 m.

La figura 362 indica un murete de apoyo de tubería con hierro en U empotrado. La figura 363 indica una junta de dilatación en-

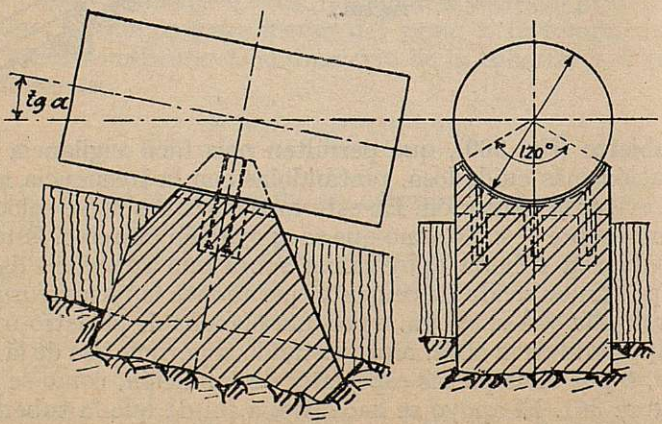


Fig. 362.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tre dos muretes con hierro en U empotrado en ellos, y aros de hierro en U que sirven de guía del tubo.

La altura de muretes sobre el plano de rasante conviene que sea al menos de 0,40 m, para facilitar el aprieto de las bridas. Conviene que los muretes no sean muy altos, para evitar los efectos de los es-

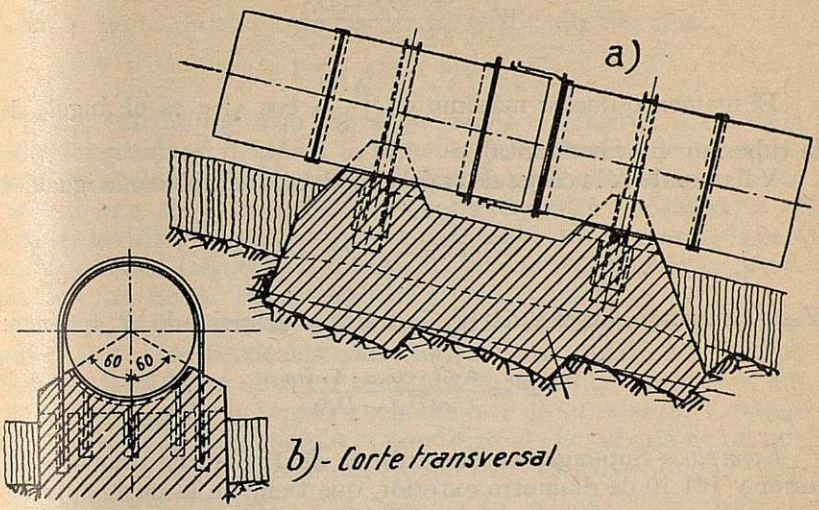


Fig. 363.

fuerzos tangenciales en las bases de apoyo. Pero cuando necesariamente hayan de ser muy altos, conviene facilitar el deslizamiento de tubería sobre muretes, colocando disposición de rodadura o apoyos articulados.

Fijada la distancia entre apoyos, conviene comprobar la carga que en el caso más desfavorable ha de soportar el material como

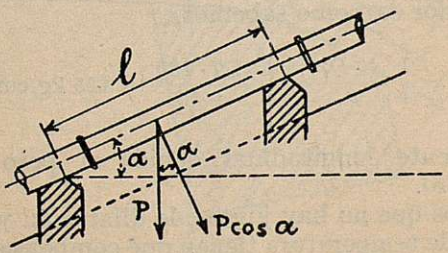


Fig. 364.

consecuencia de los diversos esfuerzos exteriores a que está sometido. Entre ellos debe considerarse el esfuerzo longitudinal que ha de soportar el material al resistir la tubería como viga apoyada en los dos extremos en apoyos consecutivos (para mayor seguridad suponemos la viga apoyada de un tramo y no de varios tramos).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si suponemos, por ejemplo, el caso de la figura 364 y llamamos p el peso en kilogramos por metro lineal de tubería llena; l la distancia entre ejes de los apoyos; D_a el diámetro exterior del tubo, y D_i el interior; W el momento resistente, tendremos

$$W = \frac{\pi}{32} \frac{D_a^4 - D_i^4}{D_a}$$

El momento flector máximo es $\frac{p \cdot l^2}{8} \cos \alpha$; α es el ángulo de la tubería con la horizontal.

Y llamando R la carga de trabajo podemos establecer la igualdad

$$W \cdot R = \frac{p \cdot l^2}{8} \cos \alpha$$

Y sustituyendo, en vez de W, su valor y despejando R, tenemos:

$$R = \frac{p \cdot l^2 \cdot \cos \alpha \cdot 4 \cdot Da}{\pi (D_a^4 - D_i^4)}$$

Ejemplo.—Supongamos una tubería de 160 cm de diámetro interior y 161,10 de diámetro exterior, que tiene en la parte superior una inclinación sobre la horizontal de 1 : 100, o sea $\alpha = 0^\circ\ 40'$; p peso de tubería llena por centímetro de longitud es de 22,26 kg; $l = 745$ cm; cos $\alpha = 0{,}9999$, o sea, próximamente 1; sen $\alpha = 0$.

Tendremos

$$R = \frac{22{,}26 \cdot 745^2 \cdot 1 \cdot 161{,}1 \cdot 4}{3{,}1416 (161{,}1^4 - 160{,}0^4)} = 139 \text{ kg/cm}^2$$

La máxima carga de agua en el trozo de tubería considerado es de 17 m. La reacción molecular longitudinal como consecuencia de la presión interior es, como sabemos,

$$k = \frac{1}{4} \frac{p \cdot D_i}{e} = \frac{1}{4} \frac{1{,}7 \cdot 160}{0{,}55} = 125 \text{ kg/cm}^2$$

La componente longitudinal debida al peso del tubo será $p \cdot l \cdot$ sen α = cero.

Si admitimos que no hay juntas de dilatación y que los efectos de los cambios de temperatura tienen que compensarse con las reacciones moleculares en virtud de conveniente anclaje de la tubería, esta reacción molecular vendrá expresada por

$$k = \beta \cdot E \cdot t \cdot F$$

en la que β = coeficiente de dilatación del hierro, o sea 0,000012; E coeficiente de elasticidad del hierro, o sea $E = 2 \cdot 10^6$ kg por cen-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tímetro cuadrado; F la sección considerada, o sea 1 cm²; t la variación de la temperatura en grados, que suponemos sea de 20º. Así, la carga longitudinal por este concepto será:

$$k = 0{,}000012 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 20 = 480 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la suma de las cargas longitudinales será:

$$139 + 125 + 480 = 744 \text{ kg/cm}^2$$

En un cálculo riguroso habrá que tener en cuenta, además, la flexión longitudinal debida a la solución de continuidad que representan los anclajes. Y si la tubería fuera de gran diámetro, en salto relativamente de escasa altura debería también considerarse el efecto de la diferencia de carga en cada uno de los puntos de la sección transversal (respecto a este punto puede consultarse la *Mecánica Elástica*, de A. Peña, capítulo «Formas tubulares»).

Anclaje de la tubería.—Este anclaje es necesario en los codos horizontales o los verticales convexos, a fin de resistir a la presión hidráulica que da en ellos un resultante que tiende a cerrar el ángulo del codo y, por lo tanto, a separar éste de su asiento. También es necesario el anclaje cuando la pendiente de la tubería es tal que la componente en el sentido del eje del tubo es mayor que la resistencia al deslizamiento.

En el caso del codo vertical convexo las fuerzas actuantes son las que se presentan en los otros dos casos y algunas más. Por ello consideramos sólo éste.

Las fuerzas actuantes son:

1. La resultante de las presiones P_1 y P_2 debidas a los cambios

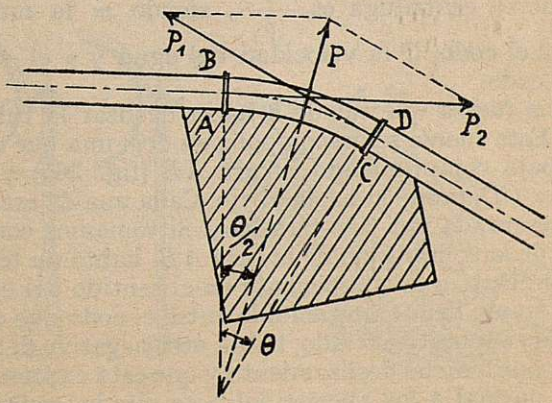


Fig. 365.

de dirección de la tubería. Estas fuerzas son próximamente iguales, y su resultante P será igual a $2 \cdot P \cdot \text{sen } \frac{\theta}{2}$ (fig. 365). Si llamamos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

D_i el diámetro interior del tubo y H la carga de agua en el codo, P será la presión ejercida por el agua sobre la cara AB, que se expresa así:

$$P_1 = \frac{\pi D_i^2}{4} H \cdot 1\,000 \text{ kg}$$

estando D_i y H expresadas en metros.

2. Presiones o tensiones determinadas sobre AB y CD, por las variaciones de temperatura, en el caso de no emplearse junta de dilatación. Por ejemplo, si la temperatura máxima que puede alcanzar la tubería es 20° mayor que la que había en el montaje de ella, se producirá una dilatación y, por lo tanto, una presión, tanto sobre AB como sobre CD, que vendrá expresada por $20 \cdot 0{,}000012 \cdot 2 \cdot 10^4$ kg/mm². En esta expresión, 20 son los grados que representan la diferencia de temperatura; 0,000012, el coeficiente de dilatación del acero; $2 \cdot 10^4$, el coeficiente de elasticidad en kilogramos por milímetro cuadrado. Multiplicando dicho valor por la sección de acero del tubo en milímetros cuadrados, tendremos expresada la fuerza que representa sobre cada una de las caras citadas la variación de temperatura. Dichas fuerzas, en el caso citado de dilatación, van dirigidas en el mismo sentido y dirección que las P_1 y P_2. Es decir, que la acción de su resultante se sumaría a la de P. En cambio, si se considerase el caso de contracción, dichas fuerzas tendrían igual dirección, pero diferente sentido que las P_1 y P_2, y la acción de su resultante se restaría de P. De modo que el caso primero es más desfavorable que el segundo.

3. La fuerza centrífuga debida al agua contenida en el codo. Esta fuerza es muy escasa comparada con las otras, y se desprecia.

La fuerza centrífuga es $\frac{mU^2}{\rho}$, siendo m la masa del líquido que llena el codo, U la velocidad del agua y ρ el radio de curvatura del codo.

4. La fuerza que tiende a hacer deslizar la tubería sobre sus apoyos. Esta fuerza se descompone en dos: una que empuja el codo hacia abajo comprimiendo la cara AB (fig. 365) y otra que tira de la cara CD, también hacia abajo. Cada una de estas fuerzas vendrá representada por tres términos. Si tomamos como sentido positivo el de la compresión de la cara AB, habrá un término positivo correspondiente a la componente en el sentido del eje del tubo del peso del tramo lleno comprendido entre el codo que consideramos y el contiguo supuesto anclado; habrá otro negativo debido a la fuerza que se opone a dicho deslizamiento y que está expresado por la componente normal a los apoyos del peso citado, multiplicado por el coeficiente f de rozamiento (f para apoyo del tubo sobre superficie metálica es de 0,20 y para apoyo sobre mampostería, de 0,45); y, por último, habrá otro término positivo correspondiente a la pérdida de carga por rozamiento del agua en las paredes de la tubería, que tiene un valor relativamente escaso y que se puede despreciar.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

5. La fuerza que corresponde a la componente vertical en el apoyo del codo debida al peso de los tramos de tubo, antes y después del mismo, comprendidos entre éste y los apoyos contiguos. Compuestas todas estas fuerzas con la correspondiente al peso

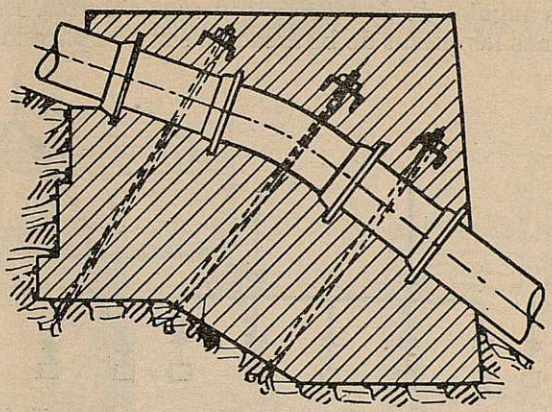


Fig. 366.

del macizo que insiste sobre el codo, es preciso que éste cumpla con las condiciones de resistencia elástica y de deslizamiento.

A fin de conseguir que en el macizo de mampostería en que se apoya el codo (la parte inferior a éste) contribuya a la resistencia, puede anclarse el tubo con argollas y pernos que comprendan dicho macizo inferior, como indican las figuras 366, 367 y 368.

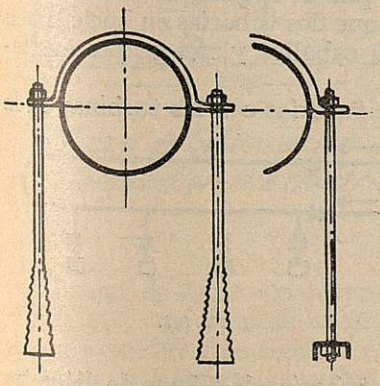


Fig. 367.

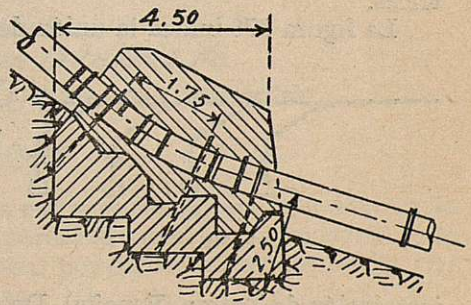


Fig. 368.

Ramificaciones de las tuberías a las turbinas. — Cuando no queda servida cada turbina por su propia tubería, habiendo más número de aquélla que de ésta, es preciso disponer las derivaciones necesarias de la o de las tuberías a las turbinas. Las figuras 369

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

a 373 indican croquis de una o dos tuberías sirviendo a varias turbinas. En las 369 y 370 las derivaciones se hacen en ángulo recto, lo que proporciona facilidad para la construcción de las piezas especiales; pero los cambios de dirección originan pérdidas de carga de más importancia que en las disposiciones de las figuras 371 y 372, en las que los ángulos de desviación son más abiertos. En cambio, en estas últimas las piezas de bifurcación son complicadas y no hay

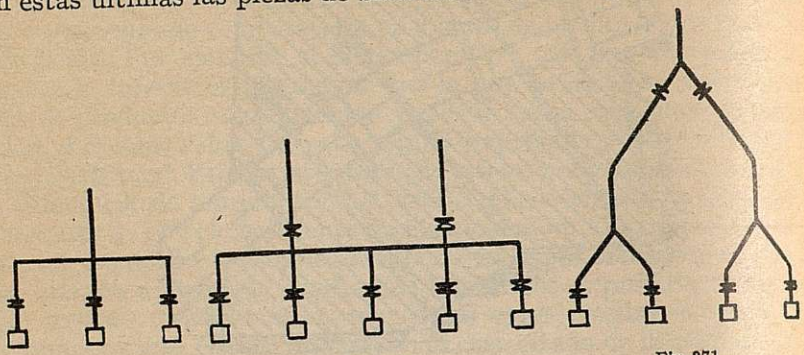


Fig. 369. Fig. 370. Fig. 371.

cálculo fácil del espesor necesario. La figura 373 indica una distribución de dos tuberías en bucle a cuatro turbinas.

La figura 374 representa una pieza de bifurcación de la tubería del salto de Teigitsch, en la que se observa el refuerzo necesario para el tramo de sección ensanchada, paso de la circular de la tubería única a la de las dos ramificadas (*Wasserbau Schoklitsch*, pág. 824).

La figura 375 representa el croquis de llegada de tuberías a la Central de Capdellá (España), en la que dos tuberías en bucle sirven cuatro grupos generadores de 8 000 caballos y tres grupos excitatrices.

La figura 376 indica la unión de tuberías con las turbinas en la

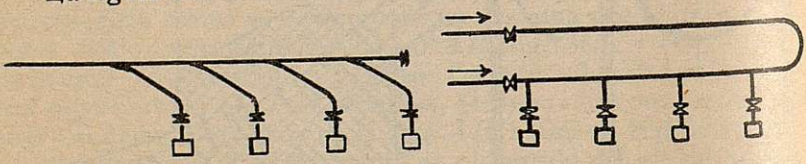
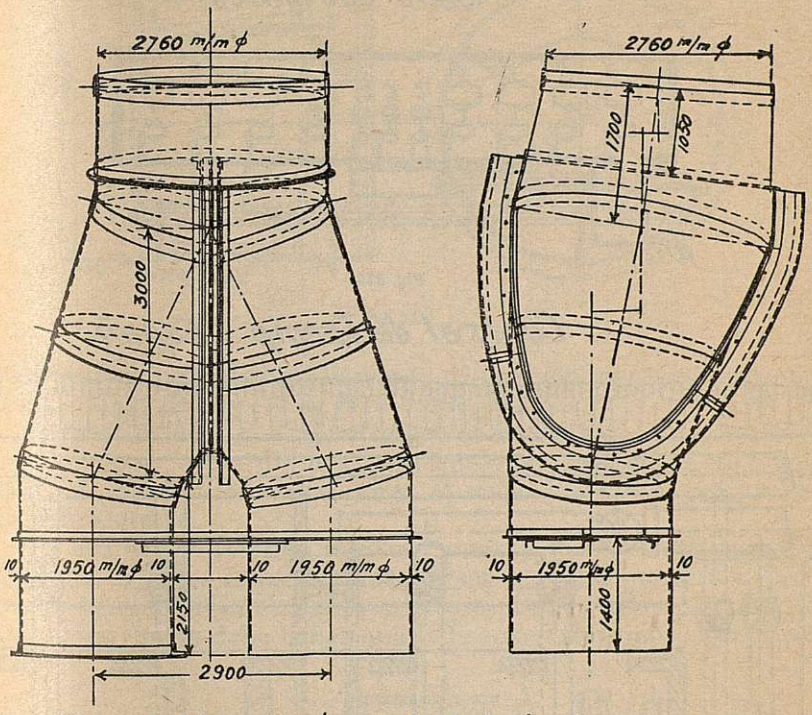


Fig. 372. Fig. 373.

instalación de Tremp (España). Dos tuberías de 2,80 m de diámetro alimentan a cuatro turbinas de 12 500 caballos y otras dos de 500 para las excitatrices. Las tuberías principales disminuyen su diámetro a 2,50 junto a las ramificaciones. Cada tubería principal y cada ramificación tiene un doble cierre de válvula mariposa y llave-compuerta. Aunque en la figura aparecen independientes las dos tuberías principales, existía el proyecto de unirlas con un tubo pro-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

visto también de doble cierre. Este sistema de doble cierre es más costoso, pero da más garantía de eficacia y de posibilidad de reparar la llave-compuerta; y aunque la mariposa no proporcione cierre hermético, esto no es obstáculo a la reparación, pues por una llave-purga colocada después de la mariposa se puede dar salida al agua que deje escapar aquélla. Además de las ramificaciones a las turbinas existen dos tuberías de desagüe, también con doble cierre.



Pieza de bifurcación en la tubería de Teigitschwerke (Austria)-Wasserbau. Schloklitsch.

Fig. 374.

Al final de éstos existe una estrangulación, que se indica en la figura 377, con el fin de hacer perder al agua la mayor parte de la energía cinética que tiene al pasar por dichos tubos, sin rendir, por lo tanto, trabajo en las turbinas.

Las tuberías entran en la casa de máquinas por encima o por debajo del piso; esta última disposición es la que representa la figura 378 de la central de Tremp. Tiene la ventaja de dejar más libre la casa de máquinas. Al penetrar la tubería inferiormente al piso, se aloja en una galería por debajo de aquél. Esta tubería tiene en su extremo una válvula que desagua en el canal contiguo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Central de Capdella (España)

a - 4 grupos de 8000 HP.
b - 4 id. para ampliación
c - 3 id. excitatrices.
d - Cámara de compuertas.
Salto 836 metros.

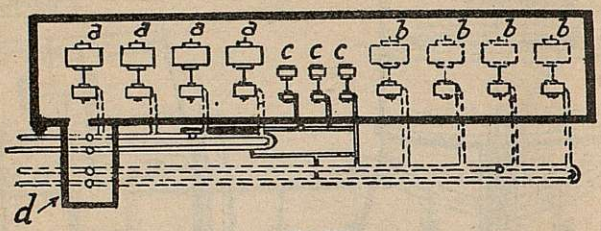


Fig. 375.

Central de Tremp (España)

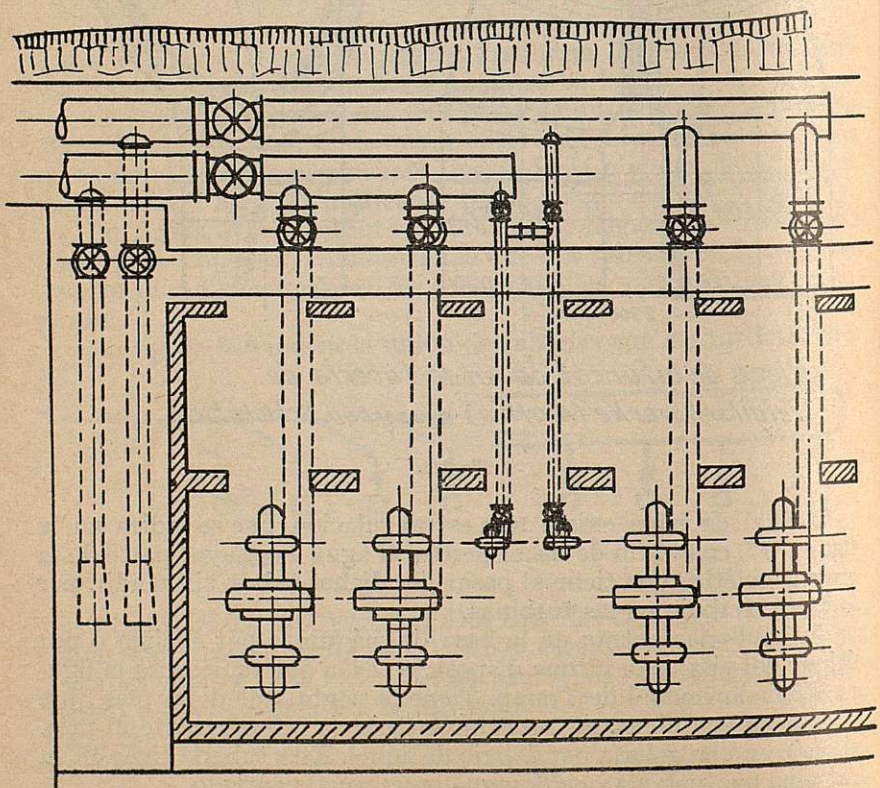


Fig. 376.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En todas las tuberías se indican las posiciones de las llaves de cierre. En algunas instalaciones servidas por varias tuberías para otras tantas turbinas, el final de aquéllas se une por otra tubería llamada colector con cierres en las uniones, para poder dejar fuera de servicio cualquier tubería y que la turbina correspondiente

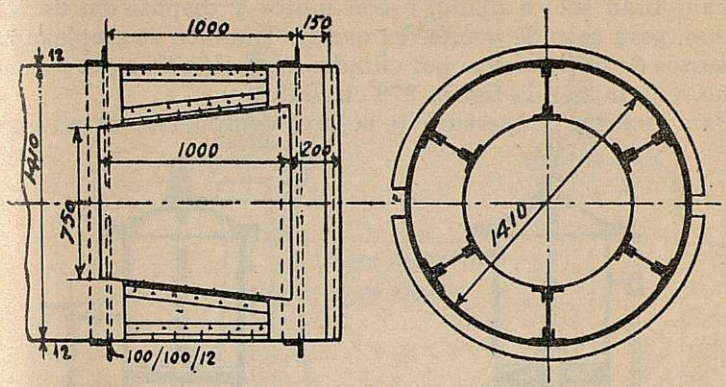


Fig. 377.

quede servida por las otras. Pero esta disposición representa aumento importante de coste y de pérdidas de carga.

Cierre de la tubería. — En el origen de ésta hay que colocar cierre hermético que, como dijimos, conviene vaya seguido de una chimenea de ventilación para evitar el vacío interior y peligro de aplastamiento.

Ya nos hemos referido a estos cierres y a sus mecanismos de maniobra. A veces estos mecanismos son movidos por motor eléctrico, y la maniobra de cierre y apertura puede verificarse desde la Central, en donde debe haber una indicación, transmitida desde el

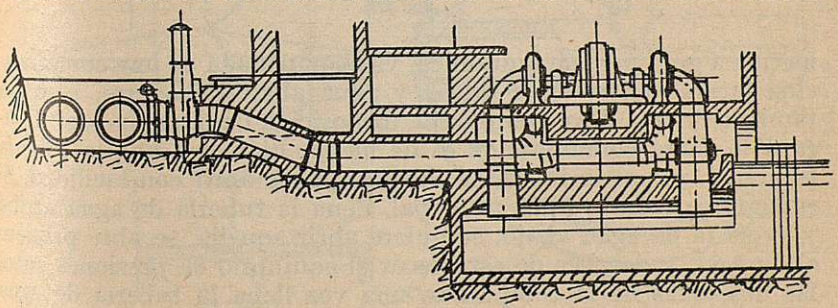


Fig. 378.

origen de la tubería, de la posición del cierre. El motor ha de ser reversible, y ha de tener la transmisión eléctrica contactos correspondientes a los puntos extremos del recorrido del cierre para poner fuera del funcionamiento el motor cuando aquél llegue al límite de su posición.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Los cierres a lo largo de la tubería, en su unión con el colector y en las ramificaciones a las turbinas, se consiguen corrientemente por medio de llaves-compuertas. La figura 379 indica un tipo de estas llaves.

Las llaves-compuertas, según la presión a que estén sometidas, se maniobran sólo a mano, o con motor y disposición de reserva a mano, para caso de avería del motor. También se emplean procedimientos de movimiento por cilindro a presión de agua o de aceite (como se indica en la figura 379 citada).

Para facilitar la apertura de la llave-compuerta, cuando esté sometida a gran presión hidráulica, va acompañada de una comunicación lateral, entre agua arriba y agua abajo del cierre, provista también de una llave-compuerta, disposición llamada *by-pass* (figura 379). Esta comunicación es de menor diámetro que la tubería principal, y, por lo tanto, su llave se puede abrir con facilidad. Si estando cerrada la llave principal, llena la tubería de agua arriba y vacía la de agua abajo, se quiere abrir aquélla, se abre primero el *by-pass*, y después de establecer el equilibrio de presiones entre las dos caras de la compuerta, una vez llena la tubería de agua abajo, se abre la compuerta principal.

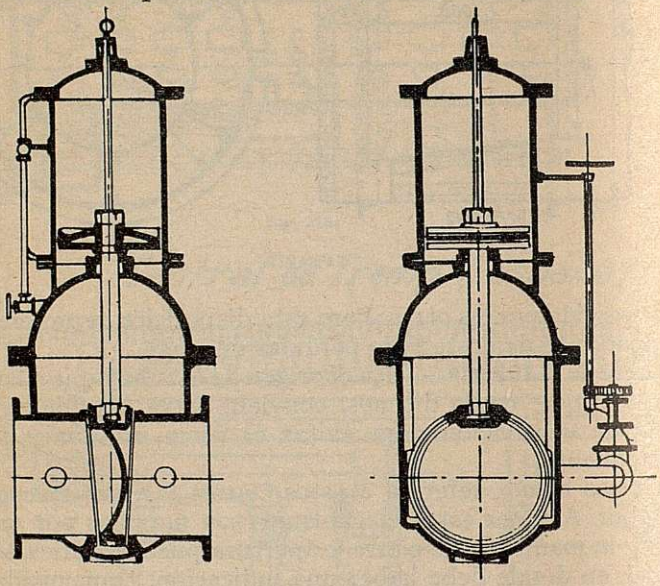


Fig. 379.

Debe tenerse en cuenta que las llaves, a veces, tardan semanas o meses en maniobrarse; y conviene que los mecanismos estén calculados con amplitud, para poder vencer las presiones normales a que estén sometidas aquéllas y las resistencias adicionales que puedan originarse por la quietud en que hayan quedado durante largo tiempo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Cuando la tubería es de escasa longitud y el salto de poca importancia, no hay precisión de colocar cierre general en el colector, limitándose a instalar en el origen de la tubería y en las ramificaciones a las turbinas los correspondientes cierres. Pero cuando el salto es importante y la tubería larga, conviene poner cierre en el

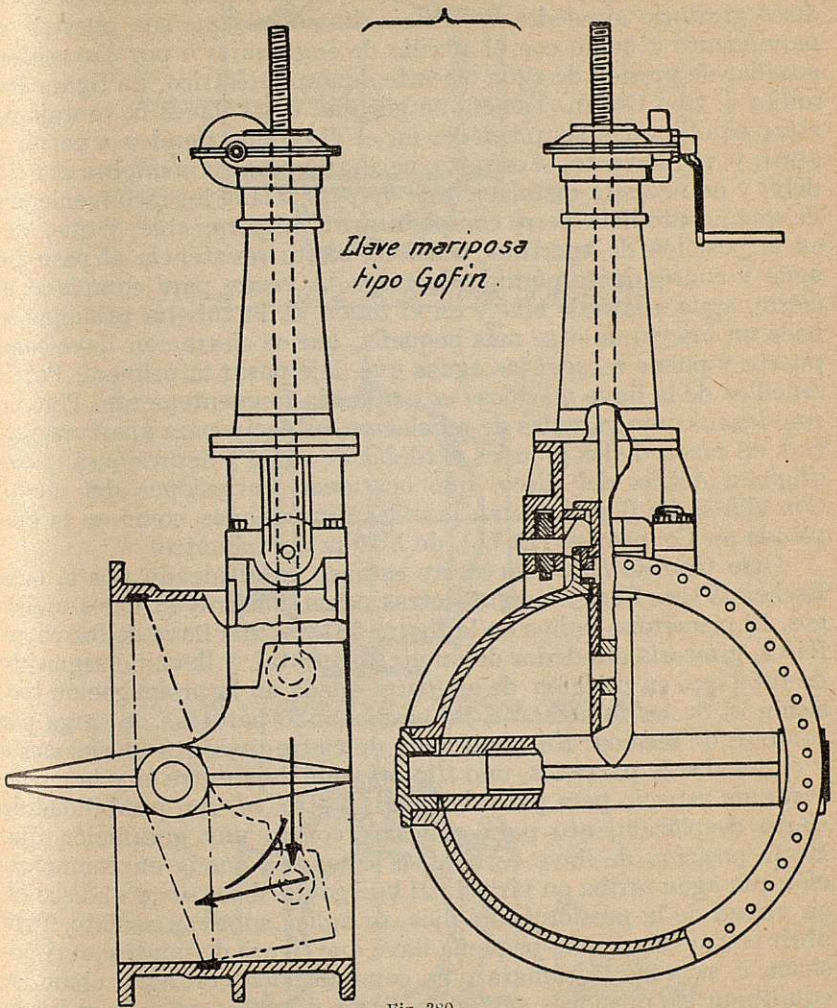


Fig. 380.

colector para, por medio de él y sin vaciar la tubería (que no debe hacerse más que rara vez, por los peligros de llenarla en virtud del golpe de ariete que se origina si no se hace paulatinamente, y por el tiempo perdido en ello), poder visitar y reparar el colector y las ramificaciones a las turbinas. Estos cierres de colector conviene manejarlos con prudencia, para no dejar entrar violentamente el agua

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en él. En el salto de Fully hay disposición especial para conseguir llenar el colector con lentitud antes de abrir la compuerta principal (véase el *Bulletin Technique de la Suisse Romande*, números del 14 de octubre de 1922 y 3 de febrero de 1923; o *Le Génie Civil*, números del 6 y 16 de mayo de 1922).

En tuberías grandes se colocan a veces llaves mariposa o de disco giratorio alrededor de un eje diametral, que son puestas en movimiento a mano con el auxilio de engranajes o por disposición auxiliar de presión de agua o aceite o motor eléctrico. La figura 380 indica el tipo Goffin. Tienen, en general, estas llaves la ventaja de estar equilibradas las presiones en el disco que tienden a cerrar y abrir; y, por lo tanto, el esfuerzo necesario para su maniobra es muy débil y no necesita instalación de *by-pass*. Tiene los inconvenientes de que no produce cierre completamente impermeable, y que, aun en la posición de apertura, ocasiona cierta resistencia al paso del agua y consiguiente pérdida de carga. A veces, para completar el cierre, agua abajo de ella y en el fondo de la tubería principal se hace un injerto de otra más pequeña, que se cierra con llave-compuerta y puede recoger las aguas que deje pasar la primera. Por la sencillez de la llave mariposa es empleada frecuentemente. Pero no convienen como válvulas de regulación, es decir, para apertura parcial, en razón de las grandes pérdidas de carga y depresiones que se originan detrás del disco, que ocasionan corrosiones del metal. Con ella se ha llegado a tan grandes dimensiones como en la empleada en Conowingo (E. U.), de 8,10 m de diámetro.

Otro tipo de *llave* con cierre estanco es el ideado por la casa Escher Wyss. Recientemente otras casas construyen otros análogos. El primero se indica en la figura 381. Es una llave de forma esférica, giratoria alrededor de un eje horizontal, y lleva un segmento de tubo que en posición de apertura queda en la prolongación (posición *a*) de los inmediatos, no ocasionando pérdidas de carga por cambios de sección. En la posición de cierre presenta (posiciones *b* y *c*) dos discos paralelos, uno fijo, *ab*, que deja entre él y la envolvente un espacio para paso del agua, y otro, *cd*, con posibilidad de cierto desplazamiento para aplicarse contra una guarnición fija. En la posición de llave cerrada, la cámara *e* queda en comunicación con agua arriba en virtud del huelgo del disco *ab*; y el disco *cd*, en virtud de la presión hidráulica, se aplica sobre su asiento. Para abrir por medio de una pequeña llave que figura de puntos en la posición *c*, se pone la cámara *e* en comunicación con agua abajo, se equilibran las presiones en las dos caras del disco *cd*, y la apertura se realiza fácilmente.

Se comprende que esta llave no sirva más que para posiciones extremas de cierre o apertura, y no para las medias de regulación de caudal. Se ha empleado para bajas y grandes presiones: desde 30 a 1 000 m, y para cierres de desagües de presa con 45 m de carga.

También para grandes presiones y diámetros en cierre de tuberías está muy indicada la válvula Johnson, que se representa en la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

figura 382. Es desde luego del tipo de las equilibradas (de ellas se tratará en la sección de presas de embalse). Es decir, que por ser

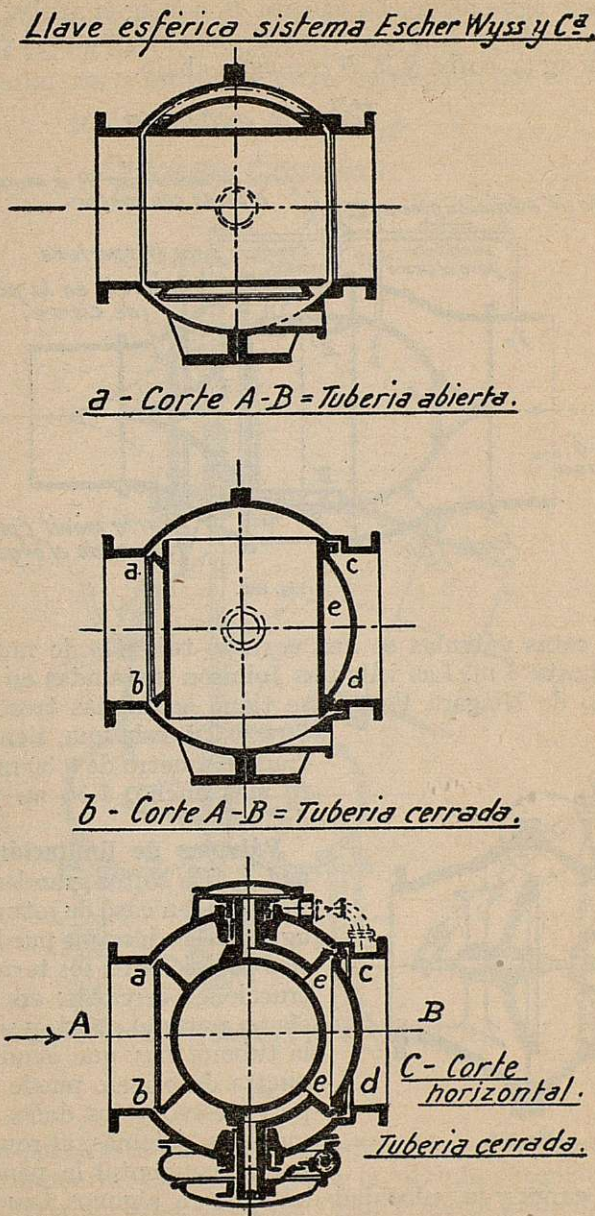


Fig. 381.

simétrica con respecto al eje de la tubería, las presiones en el sentido perpendicular a él quedan equilibradas; y las axiales pueden

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

equilibrarse. En dicha figura la válvula está en posición de apertura; el agua pasa por la superficie anular S. La cámara A está en comunicación con agua abajo. La cámara B, con agua arriba; todo ello en virtud de la llave R. Para cerrar se pone la cámara A en comunicación con agua arriba y la B con agua abajo.

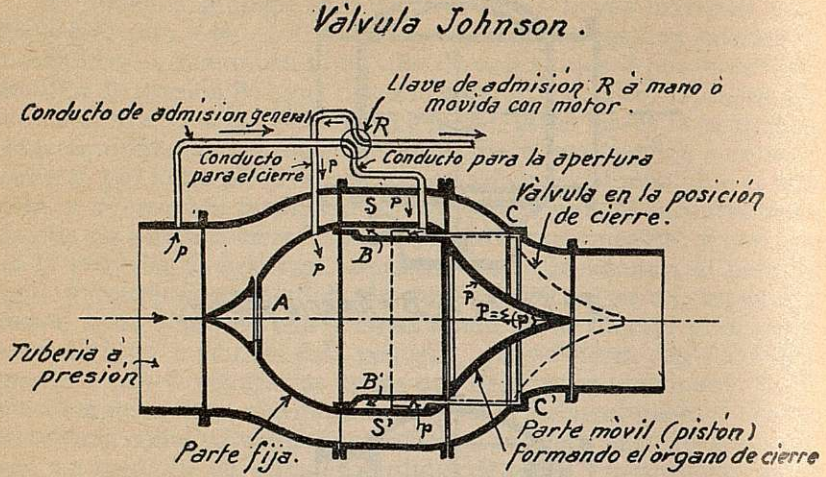


Fig. 382.

Con estas válvulas se han cerrado tuberías de muy gran diámetro, hasta 6 m. Las válvulas Johnson instaladas en las tuberías del salto de Niágara Falls, que tiene instaladas tres turbinas de 70 000 CV cada una, tienen en su entrada diámetro de 6,30 m. En el punto más ancho, 7,30 m, y en la salida, 4,20 m.

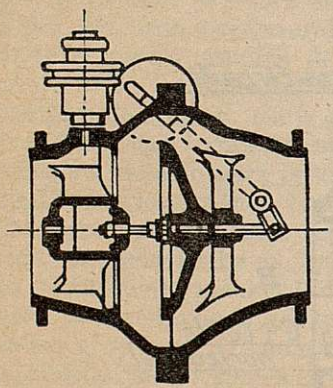


Fig. 383.

Válvulas de limitación de velocidad. — En saltos grandes y de tubería larga, en caso de rotura de ésta, el agua que se derrame puede causar serios perjuicios en los terrenos y construcciones cercanas; además, se vacía en parte el canal, y si para cerrar la tubería hay que acudir a la compuerta de origen, puede pasar tiempo excesivo y los daños con él son mayores. Además, al romperse la tubería y aumentar la pendiente de la línea de carga y la velocidad del agua en algunos tramos de gran pendiente, en que la nueva línea de carga corte a la tubería, se pueden originar presiones negativas y peligro de aplastamiento. Para evitar esto, conviene colocar válvulas automáticas de cierre. Uno de estos tipos es el que se indica en la figura 383. Esta válvula

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

queda abierta cuando la velocidad del agua es la normal. Pero cuando aumenta, por rotura de la tubería, la diferencia de presiones entre las dos caras de la válvula crece también, y esta diferencia, venciendo la acción del contrapeso que equilibra la válvula en su posición abierta, cierra ésta. Este cierre va frenado por una disposi-

Vàlvula automàtica de Capdella (España)

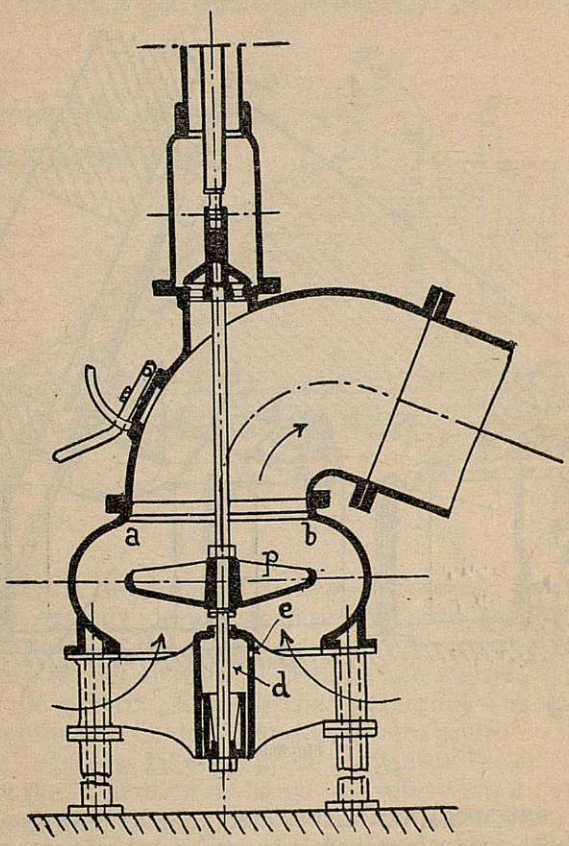


Fig. 384.

ción de *dash-pot*. A esta válvula acompaña casi siempre, agua arriba, una llave-compuerta. Cuando, cerrada la válvula automática y reparada la avería del tubo, se quiere abrir, se cierra primero la llave-compuerta, se abre aquélla y se coloca en la posición normal debida; y luego se abre la llave-compuerta y se llena la tubería. Al cerrarse la válvula automática se abre una comunicación del tramo de agua abajo con la atmósfera para evitar en él la formación del

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

vacío y el aplastamiento, de modo que la válvula es a la vez ventosa.

La figura 384 representa una válvula automática análoga instalada en el salto de Capdellá (España). Está formada por un disco *P* que se mueve con su eje en el sentido vertical cuando la velocidad alcanza un cierto límite. El movimiento del cierre queda frenado por el *dash-pot d*. Esta válvula está instalada en el arranque de la tubería en la cámara de presión.

La figura 385 indica la instalación de una válvula mariposa auto-

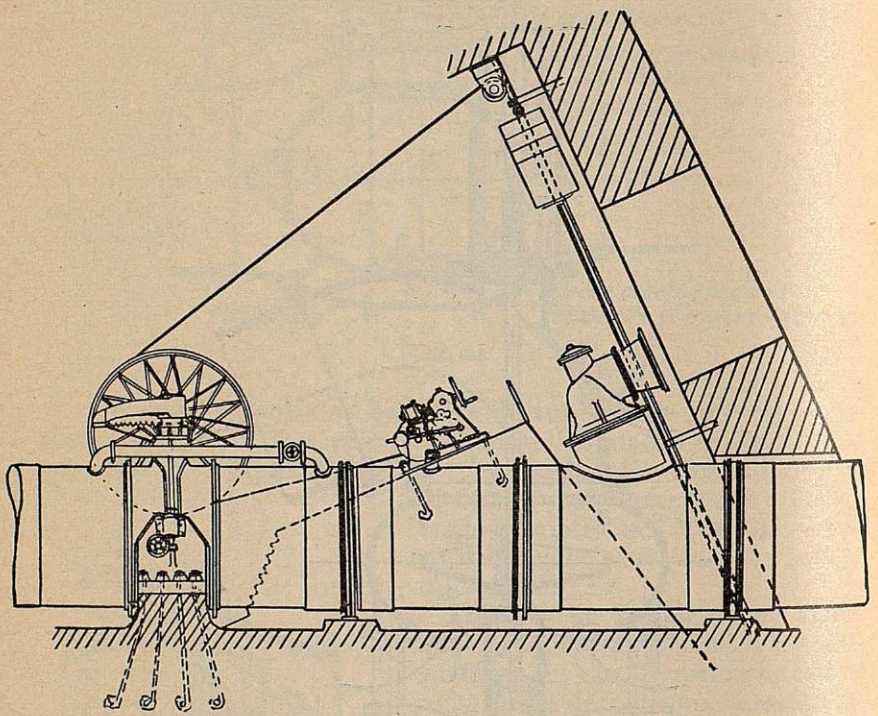


Fig. 385.

mática con contrapeso, con disposición además para movimiento a mano. Análoga a ésta hay instalada otra en el salto de Villalba de la Sierra (Eléctrica de Castilla).

Dentro de este grupo de válvulas debemos incluir la disposición de *cierre hidráulico* ideada por *Bouchayer* y a la que se refiere la figura 386, y que consiste en lo siguiente:

La tubería arranca en sifón de la cámara de carga. El vértice *A* de este sifón queda sensiblemente por encima del nivel máximo del agua de dicha cámara, de tal modo que cuando se descebe el sifón se detiene la entrada del agua en la tubería. En el punto *A* se injerta un tubo manométrico *ARCD*, formando una especie de válvula hi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

dráulica que admite el aire en el vértice del sifón, y, por lo tanto, interrumpe el paso del agua cuando la velocidad de ésta alcanza un límite que se haya previsto. Esta válvula hidráulica es, por lo tanto, automática y de una gran sensibilidad. Su funcionamiento se explica de este modo: la rama libre soporta la presión atmosférica. La presión en el vértice del sifón, en altura de agua, será la presión atmosférica, menos la suma de altura debida a la velocidad en A, altura de A sobre el nivel en la cámara y pérdida de carga en el trozo de tubo VA. Pero como esta suma aumenta con la velocidad, puede alcanzar ésta tal valor que esta depresión en A determina una suc-

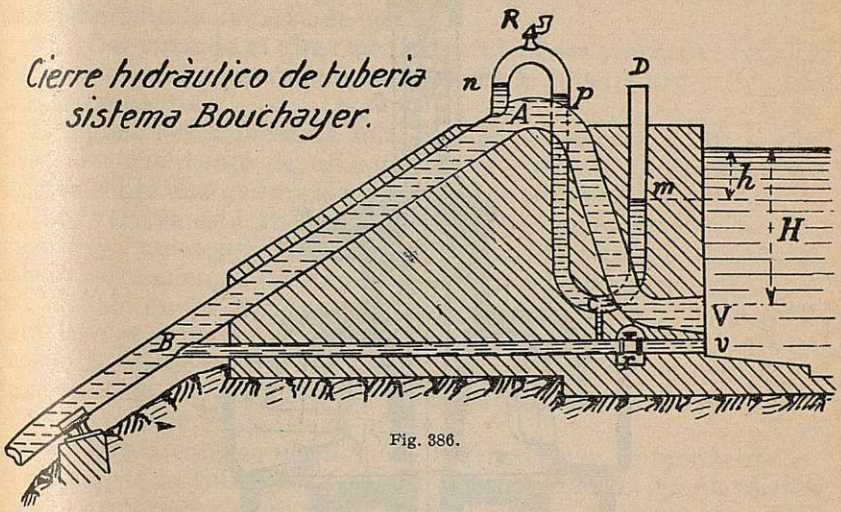


Fig. 386.

ción en la válvula hidráulica $ARCD$ y un descenso de nivel m que determine la entrada de aire y descebamiento del sifón VAB e interrupción del paso del agua.

Para completar el aparato se dispone una nodriza vB, que sirve para llenar la tubería. Esta nodriza comunica con el manómetro ACD en el punto C, de modo que en este punto no falta jamás agua. Tiene, además, la ventaja de aumentar la sensibilidad del aparato, porque la pérdida de carga que interviene en el funcionamiento de la válvula hidráulica es VAB, en vez de sólo VA.

Este aparato sirve de chimenea de aire para entrada de éste al vaciarse la tubería.

Ventosas. — Cuando la tubería tenga algunos puntos que queden cerca de la línea de carga y en los que, por lo tanto, la presión, aun siendo positiva, resulte escasa y se determine el desprendimiento de parte del aire disuelto en el agua, y con ello la posibilidad de rotura de la columna hidráulica, conviene poner ventosas para poder eliminar el aire a medida que se desprenda.

Dichos puntos peligrosos se presentan en saltos en que cerca de la casa de máquinas hay un trozo de tubería con inclinación escasa,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

seguido de otro tramo con inclinación casi vertical o muy escarpado; entonces una rápida apertura del cierre de la turbina produce una aceleración rápida en el último tramo, y como en el anterior el agua no se acelera con igual rapidez, puede ocurrir la rotura de la columna líquida y la formación consiguiente de vacío; y entonces

Ventosa (J.M. Voith)

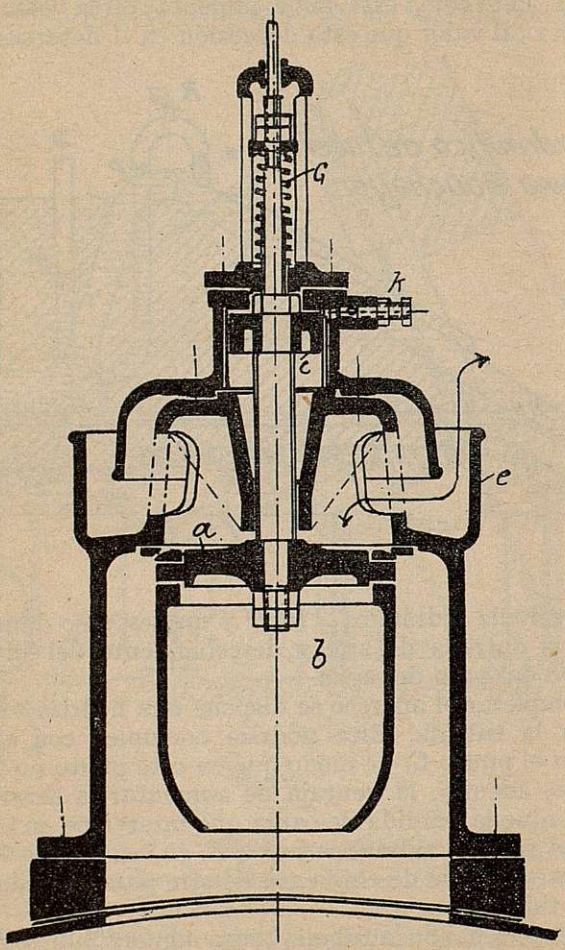


Fig. 387.

la presión exterior, actuando sin el contrarresto de la interna, puede determinar el aplastamiento si el tubo no tiene suficiente resistencia.

Cuando el salto no es de mucha altura, cabría, para evitar el fenómeno indicado, la instalación de tubos de ventilación o chimeneas de equilibrio, cuya altura sea superior en 1,50 a 3 m al nivel

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

hidrostático. Pero si la carga es mayor de 20 m, la instalación de dichos tubos es costosa, y se puede prescindir de ellos acudiendo a las ventosas. Pero éstas introducen siempre una perturbación en el movimiento de las aguas; de modo que lo mejor es que el perfil de la tubería no presente puntos con el peligro indicado.

Otro caso de colocación de ventosas es detrás de los cierres de tuberías en el origen de ellas, cuando la carga de agua es grande y no resulta económico el instalar dichas chimeneas de ventilación, como en tomas profundas para salto de agua en las presas de embalse. Entonces las ventosas tienen que cumplir estos dos fines:

1.º Eliminar el aire que se pueda acumular en la parte alta de la tubería al llenar ésta de agua.

2.º Dar entrada al aire cuando por un cierre y arrastre rápidos del agua se pueda determinar un vacío de la tubería con peligro de su aplastamiento.

La figura 387 representa una ventosa de la casa J. M. Voith. Consta esencialmente de una válvula *a* que está ordinariamente aplicada sobre una guarnición fija, al estar en presión la tubería.

Esta válvula está atravesada por un eje que en su extremo superior lleva un resorte con la tensión necesaria para mantener la válvula cerrada en su posición normal. En este eje existe un émbolo *c*, alojado en un cuerpo de bomba con agujero de comunicación entre las dos cámaras superior e inferior de éste, graduable por el tornillo *K*. Este cuerpo de bomba lleno de aceite constituye un freno, un *dash-pot*, que hace que los movimientos de la válvula sean lentos y no originen golpes de ariete.

La válvula está equilibrada de tal modo que al producirse en el interior de la tubería, en el punto de su injerto, una depresión de 0,10 atmósferas, abre y deja entrar el aire. También da salida al aire que se acumula al llenarse la tubería, y al ascender el agua a la campana *b*, la presión ejercida sobre ella cierra la válvula, quedando la tubería en servicio normal. El escape de agua que se produce es recogida en *e* y eliminada por tubería de descarga.

Al hablar de las válvulas automáticas de limitación de velocidad hemos dicho que como parte esencial de ellas llevan entradas de aire que se abren al cerrarse aquéllas, es decir, ventosas.

Aplastamiento de la tubería. — Repetidas veces nos hemos referido a este peligro. Un tubo cuyo espesor sea débil con respecto a su diámetro, se deforma cuando no está completamente lleno; su sección recta, primitivamente circular, tiende a convertirse en elíptica con eje menor vertical.

Si se produce al mismo tiempo que el efecto precedente un vacío en el interior del tubo, la presión atmosférica, actuando exteriormente, contribuye al aplastamiento. Pero una tal depresión se forma inevitablemente en caso de rotura del tubo, si en el origen no se ha instalado una ventosa o chimenea de ventilación que dé entrada suficiente al aire para evitar el vacío, o si el tubo tiene un perfil en las condiciones antes indicadas de codo brusco con pendien-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

te muy fuerte en la parte inferior. Este accidente se ha producido en algunas instalaciones.

Se puede evitar en parte el efecto indicado, no dejando descansar simplemente el tubo en su arista inferior, sino sosteniéndolo sobre camas curvas que rodeen una parte del perímetro inferior. Lo más favorable sería que la cama llegase al diámetro horizontal. (Véase *Cálculo de estructuras*, de Zafra.)

Allievi ha estudiado este fenómeno; y después de un cálculo prolijo (que puede verse en *Hydraulique Industrielle*, de Eydoux, 1921, pág. 368) y de algunas hipótesis verosímiles, llega a establecer una fórmula para el espesor de la tubería resistiendo a la presión exterior, que es

$$e = D \sqrt[3]{\frac{Kp}{2E}}$$

en que K es un coeficiente de seguridad mayor que 1. E el coeficiente de elasticidad. D el diámetro de la tubería y P la presión exterior. Si sustituímos $K = 1$; $p = 1$ kg/cm², o sea la presión atmosférica y $E = 2 \cdot 10^4$ kg/mm², se obtiene:

Para el diámetro de	1 metro	$e = 6{,}30$ mm
» »	2 »	$e = 12{,}8$ mm
» »	3 »	$e = 18{,}9$ mm

Estos espesores son fuertes; es verdad que los recubrimientos en los tubos roblonados y las bridas introducen una ayuda a la resistencia necesaria. Por razón de economía del material, en vez de dar a la tubería el espesor indicado, conviene reforzar el tubo con círculos de hierro en ángulo.

Allievi da los resultados prácticos siguientes: Si se toma un coeficiente de seguridad = 2 suficiente para esfuerzos que se producen excepcionalmente y en tiempo corto, bastará para un tubo de diámetro D y espesor e reforzarlo con hierros en ángulo C distantes la longitud l en el sentido del largo del tubo.

D (en metros)	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
e (en milímetros).	4	5	6	7	8
C (en milímetros).	40 × 40 / 4	50 × 60 / 5	60 × 80 / 6	70 × 100 / 7	80 × 120 / 8
l (en metros)	1,00	1,50	1,40	1,60	1,80

Carman, Carr y Stewart han dado una fórmula que enlaza la resión exterior p_2, la interior p_1, el espesor e del tubo y el diámetro D de éste. Traducida esta fórmula a medidas métricas, es

$$p_2 - p_1 = 3\,529\,060 \left(\frac{e}{D}\right)^3$$

en que D y e están expresadas en centímetros y p_2 y p_1 en kilogramos por centímetro cuadrado. Si suponemos que $p_2 - p_1 = 1$ kilogramo por centímetro y hacemos sucesivamente $D = 100$ cm,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

$D = 200$ cm, $D = 300$ cm, encontraremos para los valores correspondientes de $e = 0{,}66$ cm, $e = 1{,}32$ cm, $e = 1{,}98$ cm valores que difieren muy poco de los encontrados por Allievi.

La tubería como elemento autorresistente para cruzar depresiones de terreno. — Se ha utilizado a veces la tubería como elemento resistente para cruzar el río u otra depresión del terreno. Lo primero suele suceder cuando la casa de máquinas queda a distinta ladera que la en que se desarrolla la tubería. Así pasa en los saltos de la Argentiere (Francia), Leizarán (España), Kubel (Suiza), Praz (Francia), etc. Las tuberías del primer salto atraviesan el Gironde y el Durance; y la del segundo el Leizarán. Se forma para ello con la tubería, en ambos casos, un arco tubular.

El ingeniero de Caminos Sr. González Quijano, profesor de la Es-

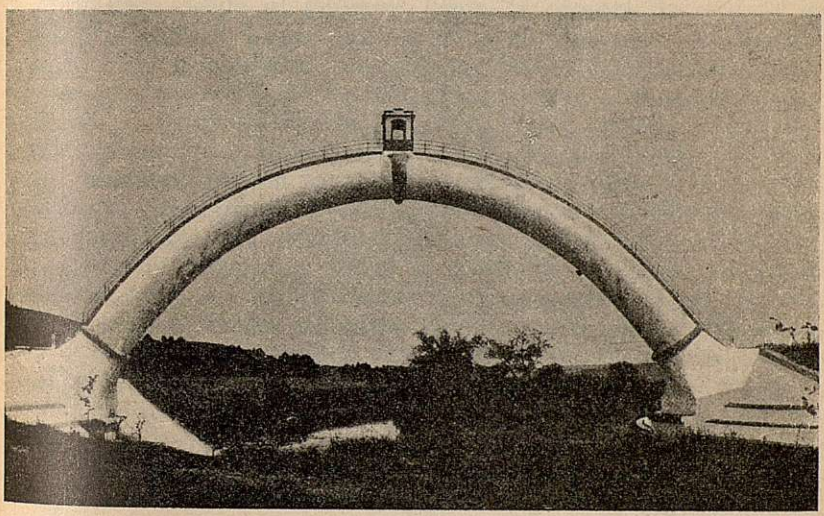


Fig. 388.

cuela, siendo director del Pantano de Guadalcacín, proyectó y construyó dos arcos tubulares de esta clase, de hormigón armado, para atravesar el Guadalete y el Majaceite en sifón. A estos arcos se les dió la forma del antifunicular de las cargas del peso propio y del agua, utilizando así la resistencia a compresión del hormigón en el sentido de la longitud del tubo. La figura 388 representa el croquis de uno de estos sifones.

Para más detalles de la deducción de la curva del arco y de las dimensiones transversales, pueden consultarse la Nota presentada por el Sr. González Quijano al Congreso de Ciencias de Oporto, publicada en el tomo X del Congreso de Oporto, y los artículos de la *Revista de Obras Públicas* del 15 de noviembre de 1923 y 1.º de febrero de 1924.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XIX

GALERIAS DE PRESION

Galerías de presión.—Cuando se proyecta un embalse regulador cerca de la casa de máquinas, cabe formar el salto con canal de nivel libre desde el embalse hasta la cámara de presión y tubería desde ésta hasta las turbinas, o disponer conducción forzada desde el embalse hasta éstas. Son indudables las ventajas de esta última solución. En primer lugar, con ella se aprovecha en todo momento la carga de agua representada por el nivel del embalse menos las pérdidas de ella hasta las turbinas, mientras que en la solución de canal libre se desperdicia la altura que representa en cualquier momento el desnivel entre superficies de agua del embalse y del canal, pues éste tiene que quedar por debajo del mínimo nivel de aquél. En segundo lugar, con conducción forzada el embalse constituye un depósito regulador del caudal que necesiten las turbinas. Al abrir la admisión de aguas de éstas, se aceleran en la tubería y aumenta automáticamente el caudal afluente; al cerrar la admisión se decelera el agua en la tubería, acoplándose su velocidad al nuevo régimen de caudal, y el agua no gastada se almacena en el embalse; de modo que no se desperdicia agua mientras haya capacidad en el pantano. Para conseguir esto mismo en la solución de canal libre habría que dar avisos telefónicos al guarda de las compuertas del embalse para que diese más o menos caudal, según las circunstancias de nivel de la cámara de presión; y a no ser que ésta tuviera capacidad para suplir las variaciones de caudal de las turbinas, habría momentos en que el agua saltase desperdiciada por el aliviadero o que faltase el caudal preciso para aquéllas.

Pero si la distancia desde el embalse hasta la casa de máquinas es grande, el hacer la conducción con tubería metálica resulta muy costoso. Si se le da gran sección para que la velocidad sea escasa y la pérdida de carga y el golpe de ariete reducidos, el coste aumenta. Si se restringe la sección, aumenta la velocidad y con ella las pérdidas y la presión adicional originada por dicho golpe de ariete.

Cabe la solución aprovechando en algunos casos la fortaleza del terreno de conducir directamente las aguas a presión con una galería desde el embalse hasta cerca de las turbinas, dando suficiente sección para que la velocidad de las aguas sea escasa y contando con la resistencia del terreno, para que el revestimiento de la galería

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sea de poca importancia. Esta solución se ha empleado pocas veces, y éstas en terreno franco de roca muy resistente; porque la roca siempre suele presentar zonas de relativa permeabilidad y menor resistencia, y el revestimiento, aun usando inyecciones de cemento, nunca se aplica perfectamente y en todos sus puntos a la roca para transmitirle la presión del agua. Al entrar ésta con la carga de trabajo, el revestimiento sencillo, no siendo apropiado para los esfuerzos de tracción, se agrietea y se aplica contra la roca, estableciéndose filtraciones. Al descender la presión, el revestimiento toma su posición primitiva y las grietas desaparecen o quedan muy reducidas. Por otra parte, el hormigón, al fraguar y perder el agua en exceso, se contrae, dejando tras del revestimiento huecos que contribuyen al peligro anterior. Además, la roca tiene cierta elasticidad, que con la presión interior determina su contracción y ensanchamiento de la luz de la galería. Esto mismo sucede también por la contracción debida al enfriamiento por paso del agua.

Los golpes de ariete contribuyen a agravar el mal indicado.

Por ello, a no ser en dichos casos excepcionales, la solución más conveniente consiste en disponer galería de presión (fig. 3), con escasa pendiente, del 1 al 10 por 1 000, entre el embalse y la chimenea de equilibrio; y tubería de presión en longitud relativamente escasa entre aquélla y la casa de máquinas. Así, la chimenea de equilibrio absorbe los golpes de ariete casi en su total importancia, y la galería de presión queda sometida a poco más que la carga estática determinada por el nivel del embalse; y como la pendiente de la galería es escasa, dicha carga, al final de aquélla, tiene escaso valor.

Como ejemplos de conducción forzada en galería directa desde el embalse o cámara de presión hasta la casa de máquinas, podemos citar los siguientes:

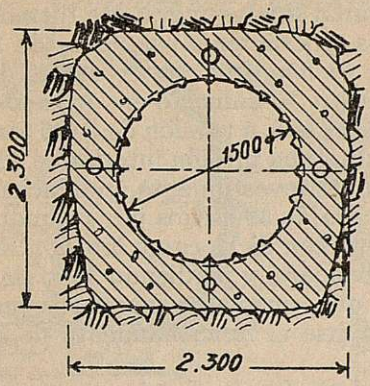
Salto de Aniene, en Tívoli (Italia).—164 m de altura. Galería de 1 000 m de longitud y 3 m de diámetro. Caudal, 30 m^3 por segundo. Velocidad media, 4,30 m por segundo. (*Energia Elettrica*, 1926, página 760.)

Salto de Pallanzeno (Italia).—527 m de altura. Galería inclinada de 1,80 a 1,50 m de luz libre. Revestimiento formado por palastro de 4 m, ligeramente ondulado, para absorber sin romperse las deformaciones debidas a la presión interior. Relleno de hormigón entre la chapa y la roca, puesto por aire comprimido. El espesor del revestimiento era al menos de 40 cm. Los tubos ensamblados con bridas interponiendo juntas de plomo. Las ondulaciones mayores en número con el aumento de la carga. Cada ondulación cubierta en el trasdós con una cubrejunta, para evitar que el hormigón la taponase. En el hormigón se dejaron drenes para eliminar el agua de filtración del tubo o a través del terreno, con peligro de aplastamiento de aquél, de no drenarlas, al quedar vacío. A pesar de estas precauciones, la tubería se vació después de una serie de ensayos de impermeabilidad, apreciándose defectos en el revesti-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

miento del hormigón y fisuras importantes del terreno que antes estaban rellenas de arcilla, eliminada luego poco a poco por el agua. Para corregir esto se ha instalado un tubo metálico interior rellenando el espacio tras de él con mortero rico de cemento. (*Utilisation des Forces Hydrauliques*, M. Degove, pág. 255.)

Salto de Rovesca.—720 m de altura. Diámetro, 1,20 m. Se adoptó el mismo revestimiento que en Pallanzeno, con buen resultado.



Sección de la galería de gran presión de Rovesca.

Fig. 389.

(*Utilisation des Forces Hydrauliques*, M. Degove, pág. 255.) (La figura 389.)

Salto de Mese (Italia).—758 m de altura. Hay una primera galería de presión hasta la chimenea. Después de ésta, hasta la casa de máquinas, la tubería se aloja en galería revestida de tubería ondulada, fajada con una a tres capas de alambre de acero de 4 a 6 mm de diámetro con carga práctica de 50 kg por milímetro cuadrado y relleno de hormigón entre tubería y roca. Este revestimiento tiene varias disposiciones de drenaje para las aguas que puedan filtrarse de la tubería o venir del terreno, con el fin de que al vaciarse ésta no se determine una presión hidráulica exterior que aplastase la tubería metálica. (*Energia Elettrica*, 1928, enero, página 60.)

Salto de Galeto (Italia).—Análogamente a lo indicado en el salto de Mese, en éste, desde la chimenea de equilibrio a la casa de máquinas la tubería está alojada en galería de paredes de roca. El salto es de 213 m. La tubería de palastro, soldada eléctricamente en el tramo superior, está formada con palastros de 10 a 16 mm, con carga de rotura de 30 a 40 kg por milímetro cuadrado. En el tramo inferior el palastro es de acero al níquel, con espesores de 19 a 31 mm. Entre tubería y roca, revestimiento de hormigón de unos 50 cm de espesor. (*Energia Elettrica*, 1929, febrero y marzo.)

En estos casos de revestimiento de galería con camisa de palastro envuelta en hormigón, y en que se supone que la roca resiste

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en parte a la presión interior, se suele calcular el espesor del palastro con una carga práctica, tanto más elevada cuanto más resistente es la roca. Y así, en el primer tramo de la tubería a presión de Galeto con roca de buena calidad, la carga práctica fué de 17 kg por milímetro cuadrado. En el tramo inferior, con roca menos resistente, se calculó la chapa a razón de 13,50 kg por milímetro cuadrado.

Como ejemplo de galerías de presión en que por insuficiencia de revestimiento se originaron grietas y grandes filtraciones, podemos citar la de Ritom. La galería tenía pendiente de 7 por 1 000. Estaba revestida en toda su longitud con espesores de 15 cm en el gneis y 35 cm en el esquisto. El enlucido era armado. Se hicieron inyecciones de cemento en la clave a presión de 5 a 6 atmósferas. Al inaugurarse quedó sometida a una presión interior de 42 m de agua, y se originaron grietas en el revestimiento, produciéndose filtraciones que alcanzaron la cifra de 300 litros por segundo. Hubo que prescindir de poner la galería con dicha carga interior, limitándola a unos 7 m, en virtud de aliviadero, y perdiendo 35 m de salto en un total de 828, hasta tanto que, puesta en marcha la instalación de Amsteg, pudiera interrumpirse el funcionamiento de Ritom y reformar la galería.

A la galería conviene darle forma circular, que aunque no sea la más conveniente a los efectos de su apertura, es la que da la máxima resistencia. Una de las causas que contribuyen al fracaso citado de Ritom fué su forma análoga a la de la figura 194, con la diferencia de que la relación altura a ancho interiores es en el Carpio pe 1 y en Ritom de 1,25.

Es importantísimo, por lo indicado, la más perfecta unión entre el revestimiento y las paredes de roca; unión que nunca se puede obtener de primer intento al efectuar aquél, aun practicándolo colocando el hormigón por aire comprimido, en cuyo procedimiento no se ha llegado aún a la perfección deseada. Y el mejor modo de corregir estas deficiencias es inyectar lechada de cemento o de mortero, preferentemente, tras la bóveda, que es donde más huecos quedan, pues en la solera y los pies derechos son escasos y las inyecciones que en ellos se practican absorben siempre poca lechada.

Al efecto, al ejecutar el revestimiento deben dejarse a distancia próximamente de 2 m agujeros previa colocación de tacos de madera tronco-cónicos; agujeros que sirven luego para la citada inyección. Esta conviene efectuarla después que haya fraguado el hormigón del revestimiento, mejor unos meses después de hecho, para evitar deterioros con la presión a que se coloque la lechada. La presión oscila entre 6 y 15 atmósferas, y depende de la resistencia que tenga ya el revestimiento en la época de la inyección. Cuanto mayor sea la presión, más garantía hay de que la lechada camine a lo largo de los huecos y fisuras de la roca. La lechada suele ser de una parte de cemento o de éste y arena por 6 a 8 de agua.

Podría pensarse en que la roca en que se abriera la galería tenga

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

suficientes condiciones de resistencia y de impermeabilidad para no necesitar revestimiento ninguno. Y hay casos en que se ha suprimido, como sucede en muchas galerías de saltos en Suecia y Noruega, y otras en Europa Central. Pero para tener en estos casos la máxima garantía conviene efectuar ensayos de impermeabilidad, como se hizo en la galería de Barbarine (Suiza), que tiene 4,4 m² de

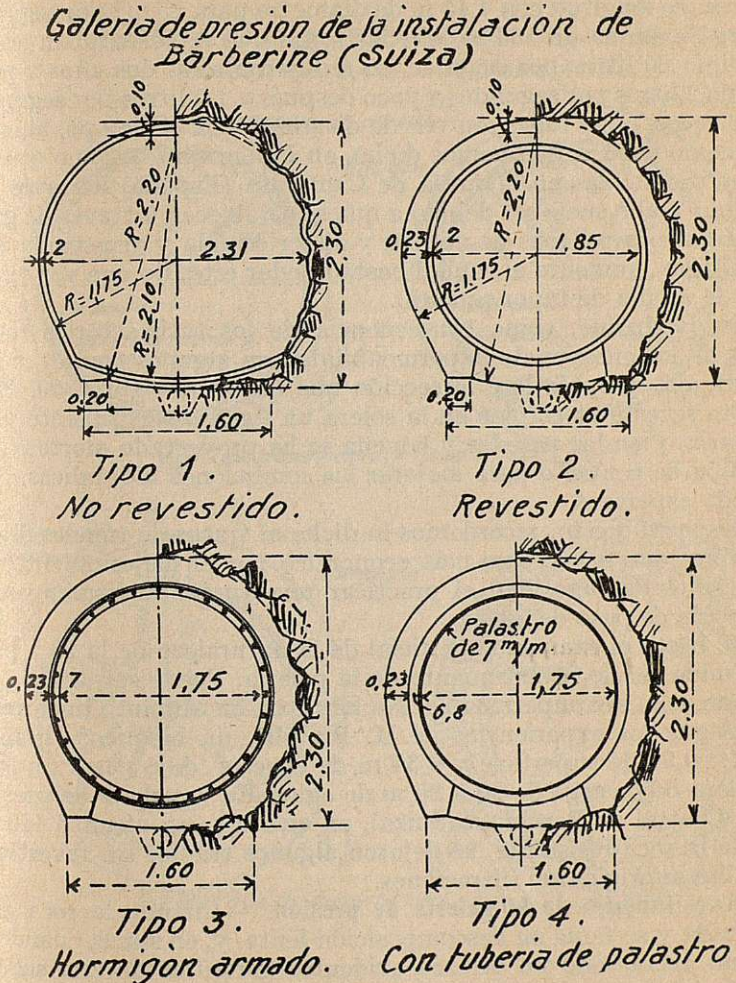


Fig. 390.

sección con carga máxima de 68 m excavada en gneis, de modo que la carga mínima del terreno sea al menos el doble de la del agua. La galería se dividió en tramos de 600 m, cerrados con tapones de hormigón con aberturas provistas de autoclaves. Cada tramo se ensayó con presión superior a la de servicio. En alguna sección se observaron fugas que alcanzaron a 2 litros por segundo, bajando a

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

los tres días a un litro por segundo, permaneciendo luego constantes.

Es explicable esta colmatación por las materias en suspensión que arrastre el agua, y cuando hay revestimiento por la carbonatación de la cal libre. Así también se observó en la galería del acueducto de Catskill para abastecimiento de Nueva York, galería de 7 100 m de longitud con 4,45 m de diámetro para 25 m^3 por segundo y carga máxima de 166 m, que las fugas que representaban en un principio 80 litros por segundo, se redujeron a los dos años a poco más de 2 litros por segundo, y poco después a 1,5 litros por segundo.

A veces, estas fugas, en vez de disminuir con el tiempo, aumentan, como pasó, según hemos dicho, en Pallanzeno, y como ocurrió en las producidas en la presa de Camarasa (España) a través del terreno. Y ello suele ser debido a que se establecen a través de grietas en la roca rellenas de arcilla; y al ser diluída y arrastrada ésta por el agua, aumenta el caudal hasta quedar éste fijo una vez eliminada la arcilla de taponamiento.

En Barberine, como consecuencia de los satisfactorios resultados de los ensayos de impermeabilidad en algunos tramos, no se revistieron, adoptándose la sección que indica la figura 390. Pero en esta sección se empleó en la solera un ligero revestimiento para igualarla, y en las paredes y bóveda se ha proyectado mortero con el cañón de cemento para mejorar las condiciones hidráulicas, atenuando asperezas.

Respecto a esto, recordemos lo dicho al tratar de túneles de nivel libre: que a veces es más económico por el mejoramiento del coeficiente de rugosidad el practicar revestimiento disminuyendo la sección de paso de aguas.

No basta el examen superficial de la naturaleza de la roca para determinar el no revestimiento de la galería. Puede ser aquélla resistente y no ser impermeable. No hay roca en absoluto impermeable. Según las experiencias de M. Breuillé, un bloque de granito de 1 × 0,90 de superficie y 0,30 m de espesor dejó pasar un litro por hora bajo carga de 20 a 25 m de agua. En la galería de presión de la Central de Baschima (Suiza), en que la carga alcanzó 180 m, siendo la roca resistente, se dejaron algunos tramos sin revestir, y por ellos se originaron filtraciones.

Revestimiento de la galería de presión. — Cuando la roca está agrietada y se tema su descomposición lenta, y, en suma, cuando el terreno atravesado no ofrezca evidentes garantías de una solidez en relación con la presión interior que va a soportar, hay que revestir la galería, y este revestimiento debe aportar al terreno la resistencia que le falta. En el estudio teórico de ello entran en juego cantidades cuya apreciación es muy difícil, tales como el módulo de elasticidad de la roca, el coeficiente de su dilatación lineal por efecto del cambio de temperatura, apreciación de las temperaturas del agua y de la roca y distancia a que se hará sentir la disminución de temperatura en la roca, efecto de la contracción del hormi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gón al fraguar, etc. Y aun siendo posible hacer hipótesis verosímiles respecto a estos valores, el cálculo teórico puede caer en defecto al resultar huecos entre el revestimiento y la roca por deficiencias inevitables de construcción. (Puede consultarse para el cálculo teórico del revestimiento el artículo «De la construction de galeries sous pressions intérieure», de Maillart, en *Le Bulletin Technique de la*

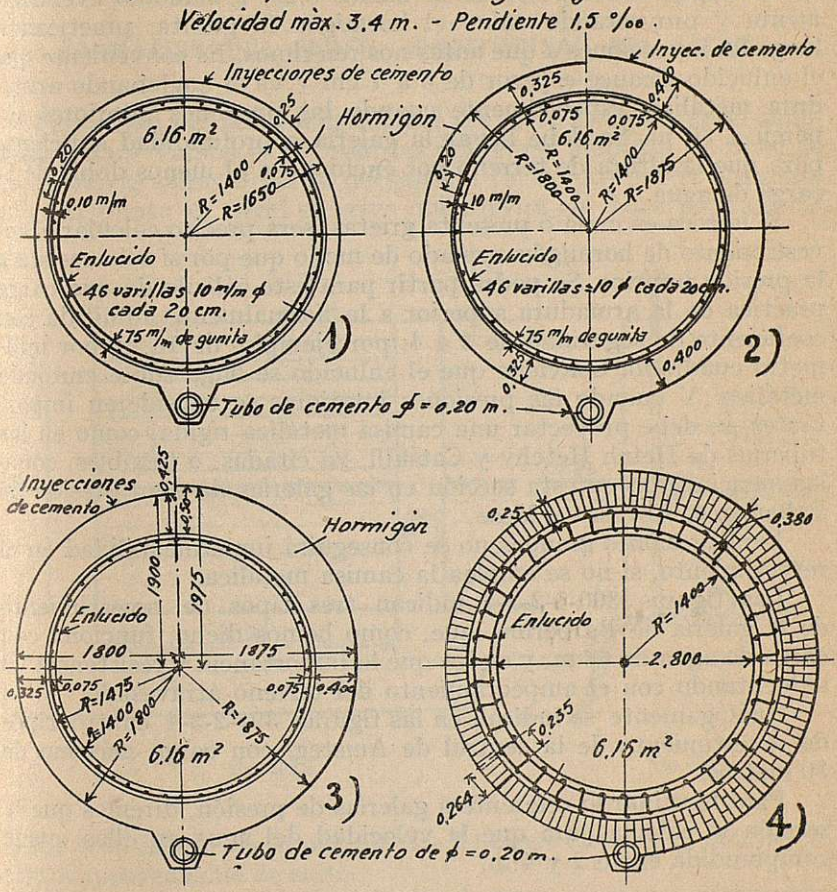


Fig. 391.

Suisse Romande, octubre y noviembre de 1922; «Sul problema delle Gallerie e dei poszi scavati in roccia», de G. Fantoti, en *Annali della Acque*, 1923, pág. 2; *Résistance des Matériaux et l'elasticité*, de M. Pigeaud, 1920, y *Mécanisme de l'eau*, de Koechlin, 1926, tomo III, páginas 61 y siguientes.)

Ante las circunstancias de relativa indeterminación de este cálculo, se pueden dar las normas prácticas siguientes:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si se atraviesan en la galería rocas compactas y homogéneas sin grietas, y tratándose de débiles presiones de agua, se podrá limitar el revestimiento a igualar la superficie, rellenando las partes entrantes, y a una aplicación de gunita (mortero proyectado con cañón de cemento) seguida de alisado con palustre, para disminuir el coeficiente de rugosidad.

Si la roca no es absolutamente compacta, hay que revestirla de hormigón con espesor de al menos 0,20, armándolo eventualmente y proyectando sobre el hormigón la gunita, practicando luego las inyecciones a que antes nos referimos. Es conveniente que el enlucido alcance espesor de 5 a 7 cm y vaya englobando armadura metálica, especialmente cuando las presiones interiores superen a 30 m. Se debe llevar la galería a profundidad suficiente para que la altura de terreno por encima sea al menos doble de la carga de agua.

Si la roca es mala o presenta grietas, será preciso calcular el revestimiento de hormigón armado de modo que por sí solo resista a la presión interior. Se podrá partir para este cálculo de una carga práctica de la armadura superior a la normalmente admitida con coeficiente de seguridad de 3 a 4; por ejemplo, de 15 kg por milímetro cuadrado. Conviene que el enlucido se haga sobre enrejado metálico. Y cuando las presiones interiores se consideren importantes, se debe proyectar una camisa metálica rígida, como en las tuberías de Hetch Hetchy y Catskill, ya citadas, o flexibles, como las mencionadas en esta sección en las galerías de gran presión de Pallanzeno, Rovesca y Mese.

Para presiones grandes no se conseguirá impermeabilidad en el revestimiento, si no se emplea la camisa metálica.

Las figuras 390-1-2-3-4 indican tres tipos de revestimiento de la galería de Barberine, que, como hemos dicho, funciona con carga de agua de 68 m, y en los que la importancia y resistencia va aumentando con el empeoramiento del terreno atravesado.

Análogamente se indican en las figuras 391-2-3-4 cuatro tipos de revestimiento de la central de Amsteg, con carga máxima de 30 metros.

Para terminar lo referente a galerías de presión, diremos que la sección se calcula para que la velocidad del agua en ellas quede comprendida entre 2 y 4 m.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XX

FORMACION DEL PERFIL LONGITUDINAL DEL SALTO

Formación del perfil longitudinal del nivel de aguas en el salto. Salto neto.—Vamos a recordar las diferentes pérdidas de nivel de las sucesivas obras o partes del salto, a fin de que pueda deducirse en cada punto el nivel efectivo que servirá de base para contar

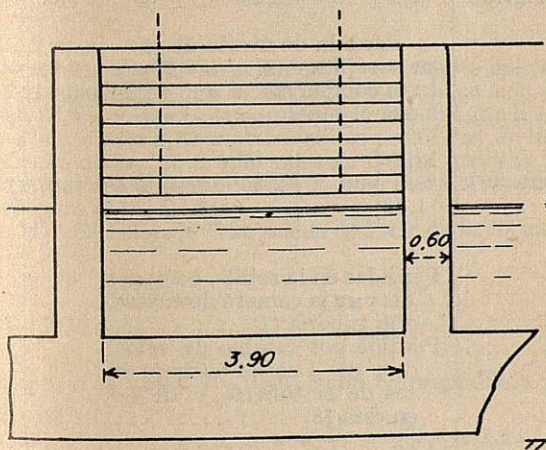


Fig. 392 *a*.

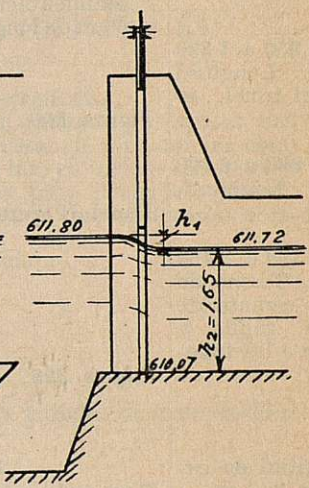


Fig. 392 *b*.

desde él el calado de aguas que ha de tener el canal y obtener la altura aprovechable de salto.

Es muy importante no olvidarse de tener en cuenta dichas pérdidas. Casos ha habido de construir el canal sin atender a ellas, y a lo largo de aquél irse reduciendo el calado y no entrar el caudal debido.

En la tabla siguiente se desarrolla un ejemplo extractado del libro *Wasserkraftanlagen,* de Th. Rümelin. A continuación de la tabla se explica ésta en notas sucesivas y teniendo a la vista las figuras 392 a 399.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Tramo del canal	Croquis o datos aproximados	S / P / R	C	v	i	h	Ordenada del nivel de agua al final del tramo
		Coronación de la presa.....				»	611,80
0 a 0,00 m. Regulador.....	Figura 392.....	»	»	1,20 (1)	»	0,08	611,72
De 0 a 100 m. Longitud del tramo, 100 m.....	Figura 393.....	25,1 / 14,8 / 1,69	64 (2)	1,20 (3)	0,0002 (4)	0,02	611,70
De 100 a 1 000 metros. Longitud del tramo, 900 m.	Figura 394.....	25,0 / 15,0 / 1,67	44	1,20	0,00045	0,41	611,29
De 1 000 a 1 300 metros. Longitud, 300 m.....	Figura 395.....	25,0 / 15,0 / 1,67	64	1,20	0,00021	0,06	611,23
De 1 300 a 1 350 metros.....	Hay un depósito de sedimentación de 50 m de longitud.	»	»	0,25	»	0,00	611,23
De 1 350 a 1 390 metros. Longitud hasta el túnel, 40 metros.....	Figura 396.....	Pérdida de nivel (5): en la rejilla..... $v = 0,60$				0,02	611,21
		en la compuerta. $v = 1$				0,03	611,18
		hasta el túnel.....				0,27	610,91
De 1 390 a 2 390 metros. Longitud, 1 000 m.....	Túnel=Figura 397.	12,0 / 8,8 / 1,36	69	2,50	0,00097 (6)	0,97	609,94
De 2 390 a 2 450 metros. Tramo de 60 m., cámara de presión, rejilla y entrada a las tuberías.....	Figura 398.....	Pérdidas en la rejilla, compuertas y en la cámara de entrada a la tubería (7).....				0,05	609,89
		Pérdida por cambio de velocidad de 1 en la cámara antes de la tubería y de 2,60 en ésta (8).....				0,30	609,59
Longitud de cada tubo, 206 m...	Dos tuberías de 2,70 m. de diámetro.....	5,73 / 8,48 / 0,67	73 (9)	2,60	0,00195	0,40	609,19
		Pérdidas en los codos y llaves de las tuberías.....				0,10	609,09
		Pérdida de nivel hasta la Central.....				2,71	»
		Salto neto.....				50,50	558,59
		Nivel en el canal de desagüe junto a la Central.....				»	558,59
Canal de desagüe:							
700 metros de longitud.....	Figura 399.....	30 / 22,70 / 1,32	42	1	0,00043	0,30	558,29
Diferencia de nivel entre la coronación de la presa y nivel de aguas en el río en el final del desagüe.....						53,51	

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

(1) Suponiendo que tomamos para velocidad de las aguas en el regulador $v = 1{,}20$ m/s y que despreciemos la de las aguas afluentes, tendremos el desnivel

$$h_1 = \frac{v^2}{2g} = \frac{1{,}44}{19{,}6} = 0{,}08 \text{ m}$$

en números redondos.

El agua forma en el regulador un vertedero incompleto. El caudal es dado por la fórmula:

$$Q = \frac{2}{3}\mu l h_1 \sqrt{2gh_1} + \mu_1 l h_2 \sqrt{2gh_1}$$

Sustituyendo los valores:

$$Q = 30 \text{ m}^3$$
$$h_1 = 0{,}08 \text{ m}$$
$$h_2 = 1{,}65 \text{ m}$$
$$\mu = \mu_1 = 0{,}60$$

$$30 = 0{,}40 \cdot l \cdot 0{,}08 \sqrt{2 \cdot 9{,}8 \cdot 0{,}08} + 0{,}60 \cdot l \cdot 1{,}65 \sqrt{2 \cdot 9{,}8 \cdot 1{,}65}$$

se obtiene $l = 23{,}40$ m.

Se desprecia la elevación de nivel después del regulador.

Si suponemos que la compuerta se hace con tablones de espesor 260 milímetros, y que la máxima carga de agua que hayan de soportar las compuertas sea de 3,60 metros, se les podrá dar de luz, en buenas condiciones de resistencia, sólo 3,90 metros. Serán precisas para el caudal indicado 6 compuertas; sumando así $6 \times 3{,}90 = 23{,}40$ metros, que es el ancho obtenido para el regulador.

(2) El valor de C se puede deducir de la fórmula

$$C = \frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma}$$

en que $R = 1{,}69$ y $\gamma = 0{,}46$, como corresponde a paredes de mampostería.

(3) $$v = \frac{Q}{S} = \frac{30}{25{,}1} = 1{,}20$$

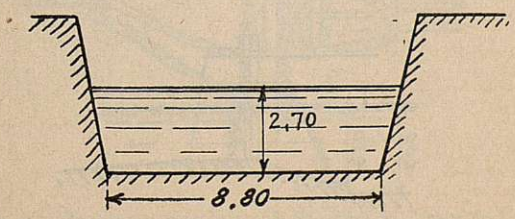


Fig. 393.

(4) De la fórmula de Chezy

$$v = C\sqrt{Ri}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

se saca

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{\overline{1,2}^2}{\overline{64}^2 \cdot 1,69} = 0,0002$$

i será la pendiente superficial. Para 100 metros de longitud se obtiene para pérdida de nivel 0,02 metros.

(5) El proyecto de depósito, rejilla y compuertas se sujeta a las siguien-

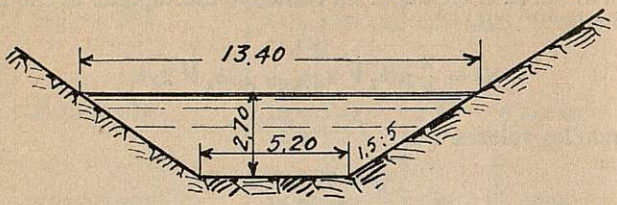


Fig. 394.

tes normas: Se fijan las velocidades admisibles en el depósito, en las compuertas, en la la rejilla y en el túnel en 0,25, 0,60, 1 y 2,50 metros por segundo. De aquí se obtiene, respectivamente, para la sección mojada S, 120 50, 30 y 12 metros cuadrados; y el ancho necesario resulta, según las pro-

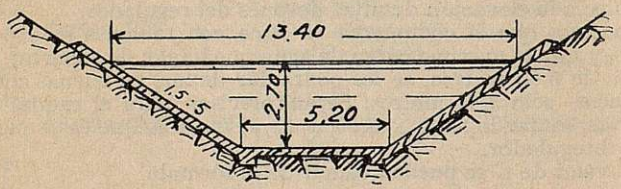


Fig. 395.

fundidades del croquis (fig. 396), de 26,60 metros para el depósito; 11,90 para la rejilla; 10 para las compuertas. (Del túnel nos ocuparemos luego.) En la rejilla, teniendo en cuenta que las platinas tienen un espesor de 8 mm y que dejan un claro de 20 mm, el ancho total resulta de

$$11,9 \times \frac{20 + 8}{20} = 15,6 \text{ m}$$

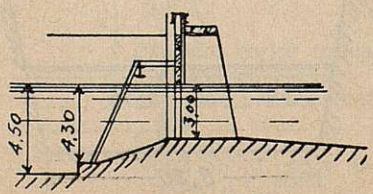


Fig. 396,

Y si se tiene en cuenta el coeficiente de contracción y fijamos éste en 0,75, el ancho necesario será de

$$\frac{15,6}{0,75} = 20,6 \text{ m}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En las compuertas, suponiendo 0,75 el coeficiente de contracción, el ancho resultará

$$\frac{10}{0,75} = 13,3 \text{ m}$$

Y si se fija el espesor de los tablones en 275 mm y la carga máxima de agua en 5,41 m, resulta un ancho máximo de 3,33 m para cada compuerta. Hacen falta 4 compuertas y 3 pilas; los espesores de éstas serán 0,30, 0,60 y

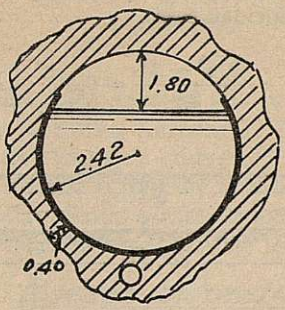


Fig. 397.

0,30 m. Así, el ancho total de las compuertas resulta $13,3 + 0,3 + 0,6 + 0,3 = 14,50$ m.

Las pérdidas del nivel serán:

Para la rejilla:

$$h = \frac{\overline{0,60}^2}{2g} - \frac{\overline{0,25}^2}{2g} = 0,02 \text{ m.}$$

Para la entrada en el túnel:

$$h = \frac{\overline{2,5}^2}{2g} - \frac{\overline{1,00}^2}{2g} = 0,27 \text{ m}$$

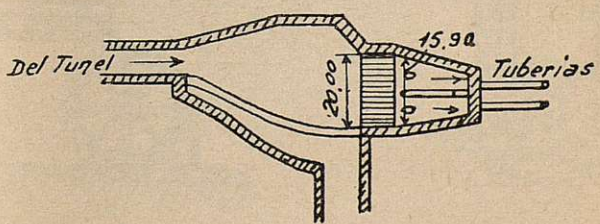


Fig. 398,

La elevación de nivel que se produce al disminuir después la velocidad se desprecia, y esto da más garantía.

(6) $$i = \frac{\overline{2,5}^2}{69^2 \cdot 1,36} = 0,00097$$

(7) Estas pérdidas se obtienen de modo análogo a lo hecho antes en la rejilla de entrada al túnel. Aquí se admite menos velocidad (0,5 en vez

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de 1 en la rejilla que antes, y la pérdida es menor. En cambio, es mayor el ancho de la rejilla.

(8) Se adoptan 2 tuberías de 2,7 m de diámetro que dan cada una una sección de 5,72 m² y entre las dos 11,44 m². El caudal es de 30 m³/s.

La velocidad será

$$v = \frac{30}{11{,}44}\ 2{,}6 \text{ m/s}$$

La velocidad antes de la entrada de la tubería es de 1 m/s. La pérdida de carga por aumento de velocidad será

$$\frac{2{,}6^2 - 1^2}{2g} = 0{,}30$$

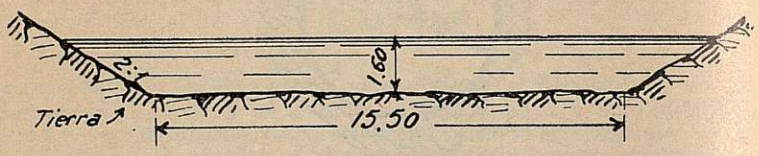


Fig. 399.

(9) La pérdida de carga se ha obtenido de la fórmula de Chezy

$$v = C\sqrt{Ri}$$

en que

$$C = \frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma}$$

tomando $\gamma = 0{,}16$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XXI

TURBINAS

Generalidades.—En esta sección sólo vamos a dar las nociones de turbinas que consideramos necesarias conozca el ingeniero que ha de elegir el tipo de ellas que convenga a la instalación que proyecte y que ha de informar o decidir respecto a las propuestas que hagan las casas constructoras o instaladoras.

No pretendemos explicar la teoría de las turbinas ni sus normas

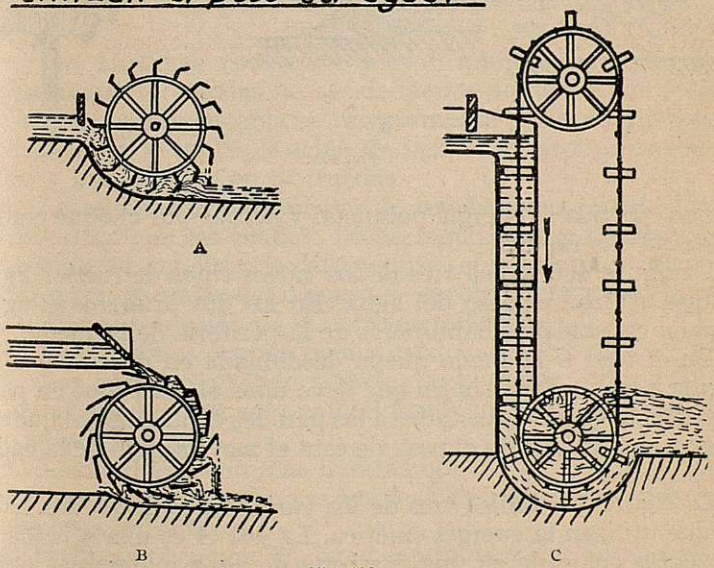


Fig. 400.

constructivas; aparte de que en aquéllas la teoría ha ido siempre a la zaga de la práctica. Y hoy es corriente en las casas constructoras el hacer ensayos en modelos reducidos para que los resultados que en ellos se obtengan les sirvan de enseñanza para modificar o conservar dichos tipos, fundándose en la ley de semejanza, que da igual rendimiento en turbinas geométrica y mecánicamente semejantes cuando se prescinde de la pérdida de carga en las superficies

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de contacto, que la experiencia demuestra es muy pequeña en relación con la pérdida originada por la discontinuidad del movimiento del líquido. Es decir, en resumen, que hoy la construcción de las turbinas depende más de coeficientes empíricos que de la teoría. Se sigue cumpliendo lo que en el siglo XV decía Leonardo de Vinci: «Si hay que tratar con el agua, consulta primero la experiencia y después la razón.»

La energía hidráulica se capta con los receptores hidráulicos. Estos se dividen en dos grandes grupos: *Ruedas hidráulicas* y *Turbinas*.

En las ruedas hidráulicas se utiliza la energía del agua actuando unas veces por su peso, otras por la presión que origina el conver-

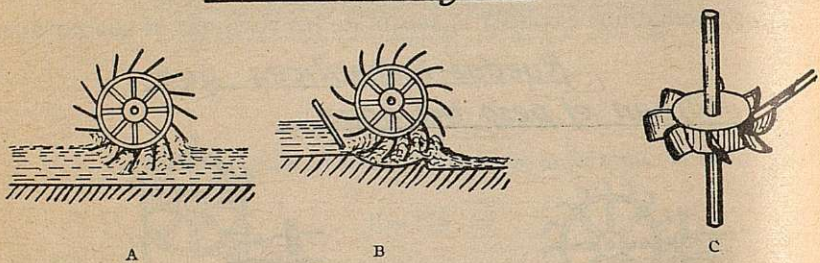


Fig. 401.

tirse en cinética la energía potencial y actuar por choque contra las paletas de las ruedas.

La figura 400 indica tres de los varios tipos de ruedas hidráulicas que utilizan el peso del agua. En los dos primeros el agua ingresa en capacidades habilitadas en la periferia de la rueda.

En el tipo *C* la rueda queda desdoblada en dos; ambas sirven de guía a una cadena sin fin que lleva unos platillos que en parte de su recorrido quedan ajustados a las paredes de un pozo al que accede el agua, determinando el peso de ésta el movimiento de la cadena y de las ruedas.

La figura 401 indica tres de los varios tipos de ruedas hidráulicas que utilizan la energía cinética. La 401 *A* es una sencilla rueda de paletas colocada en una corriente de agua que golpea aquéllas, produciendo el movimiento del artefacto. La 401 *B* es la rueda tipo Poncelet; el resalto hidráulico producido por la compuerta crea la velocidad de salida del agua que ejerce presión sobre las paletas, convenientemente curvadas para mayor eficacia. La 401 *C* es un tipo de rodete con paletas de madera o de hierro curvadas, que reciben el choque del chorro líquido que surge del saetín, que es el estrechamiento de salida de agua del pozo, adonde se conduce desde el canal elevado o presa de derivación. Este sistema de rueda o ro-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

dete ha sido muy empleado en las aceñas o molinos harineros, que tanto abundan en nuestros ríos, y que ya han desaparecido casi por completo, sustituídos por otras instalaciones de más rendimiento.

Las ruedas hidráulicas bien proyectadas y construídas han llegado a rendimientos óptimos, acercándose en algunos casos al 85 por 100. Pero hoy estos receptores hidráulicos están eliminados de empleo ante las ventajas de las turbinas, que en comparación de las ruedas son las siguientes:

1.ª La rueda tiene escasa capacidad de caudal dentro de sus límites constructivos. No así las turbinas.

2.ª La rueda puede sólo aprovechar escasa altura de salto. En todos los tipos indicados, excepto en el 400 *C*, el límite de altura de salto aprovechado es el diámetro de la rueda, y ésta tiene dimensiones en su construcción que permiten sólo aprovechar saltos escasos. Lo mismo puede decirse del tipo 400 *C*. Con las turbinas se pueden aprovechar saltos que oscilan entre límites extensos: desde unos decímetros hasta más de 1 000 metros (salto de Fully, de 1 650 m).

3.ª Con las turbinas se consigue buen rendimiento, aun variando algo el caudal. En las ruedas el rendimiento empeora mucho al variar aquél.

Las turbinas se adaptan mejor que las ruedas a las variaciones de salto.

4.ª Las turbinas consiguen mayor número de revoluciones por minuto que las ruedas (al ser de menos diámetro que éstas) y, por lo tanto, pueden acoplarse directamente a los alternadores, o los mecanismos de multiplicación de velocidad necesarios son más sencillos y baratos que en las ruedas.

5.ª La regulación del número de revoluciones es más fácil en las turbinas que en las ruedas. Dicha regulación se consigue automáticamente en aquéllas, lo que permite el acoplamiento a los alternadores con garantía del número de revoluciones y, por lo tanto, del de períodos y tensión de la corriente eléctrica.

6.ª Las turbinas ocupan menos espacio que las ruedas.

7.ª Las turbinas pueden trabajar sumergidas. No así las ruedas, que al quedar aun sólo parcialmente sumergidas, disminuyen mucho su rendimiento.

8.ª Las turbinas son más baratas que las ruedas.

Por todas estas razones no se emplean hoy las ruedas en los aprovechamientos hidráulicos.

Las turbinas obtienen un buen rendimiento de la energía que utilizan, y que corrientemente excede al 80 por 100; se consigue, por lo tanto, mejor aprovechamiento de la energía hidráulica que en las máquinas de vapor y los motores de gas de la energía del combustible que emplean, puesto que los rendimientos medios respectivos pueden fijarse en 80, 12 y 20 por 100.

Energía o capacidad de trabajo de un kilogramo de agua elevado respecto a una cierta superficie en la que puede verter. — Bajo tres formas se puede presentar esta energía.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

1) Energía potencial de gravedad, debida a la posición del cuerpo con respecto al punto de desagüe.

2) Energía potencial interna, debida a la presión a que por la elasticidad el cuerpo está sometido, dada su posición.

3) Energía cinética o de velocidad, debida al movimiento del cuerpo o fuerza viva. Esta viene expresada por:

$$E = \frac{1}{2} mv^2$$

Si consideramos una superficie líquida AB elevada sobre otra inferior CD, de desagüe, un kilogramo de agua situada en la superficie AB tiene una energía de $1 \times H = H$ kilográmetros, siendo H la diferencia de nivel entre AB y CD (fig. 402).

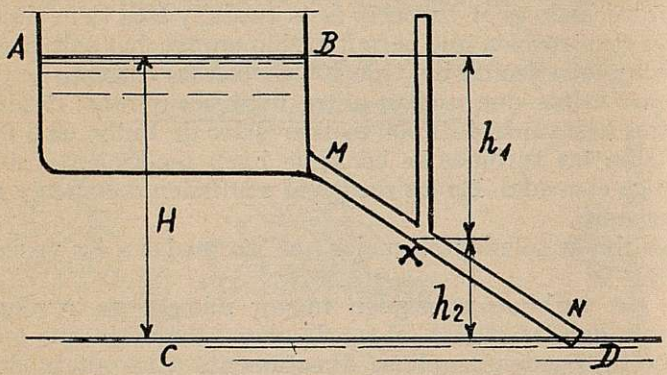


Fig. 402.

Si consideramos este kilogramo de agua situado por debajo del nivel AB, por ejemplo en un punto X del conducto que une la capacidad elevada con el desagüe de superficie CD, estando dicho conducto cerrado en su extremo inferior, la energía estará determinada por la presión debida a la altura h_1 más la debida a la h_2 que está sobre la superficie CD, o sea:

$$E = 1 \times (h_1 + h_2) = 1 \cdot H \text{ kilográmetros}$$

Si se abriese la compuerta y saliese el kilogramo de agua habiendo adquirido ésta la velocidad teórica $v = \sqrt{2gH}$ debida a dicha altura H, la energía se mediría, como hemos dicho, por

$$E = \frac{1}{2} mv^2 = \frac{1}{2} m2gH;$$

y como la masa m, de un kilogramo, es de $m = \frac{1}{g}$, resultaría:

$$E = \frac{1}{2} \frac{1}{g} 2gH = H$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Estando abierto el conducto en su parte inferior, la velocidad en la sección X podrá ser diferente de la de la sección de salida. Si la llamamos v', sabemos, por el teorema de Bernouilli (suponiendo que se prescinde de las pérdidas de carga), que:

$$\frac{v'^2}{2g} + h'_1 + h_2 = H$$

El kilogramo de agua supuesto en el punto X tendrá una energía cinética de $\frac{v'^2}{2g}$ kgm, una de presión de h'_1 kgm y una de posición de h_2 kgm.

Y en todos los casos considerados la energía del kilográmetro de agua es constante e igual a H kgm.

Principio de reacción en las turbinas. — Consideremos un conducto limitado por superficies curvas, como se indica en la figura 403, y recorrido por una capa de agua que en la entrada tiene una veloci-

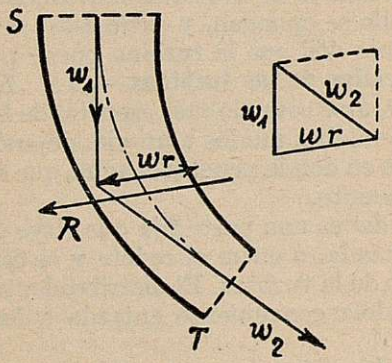


Fig. 403.

dad media w_1 y en la salida otra w_2. Supongamos primero que este trozo de tubo queda lleno por el agua a presión y que la sección de entrada sea diferente de la de salida. En este caso, por ser las superficies sobre que se aplica el agua curvas, las velocidades w_1 y w_2 serán de diferente dirección; y por tener las secciones de entrada y de salida diferentes, habiendo continuidad de caudal, dichas velocidades serán de distinta magnitud absoluta, siendo cada una de ellas igual al caudal constante dividido por el área de la sección.

Dicha transformación de w_1 en w_2 está originada por la acción de las superficies curvas que determinan un cambio de dirección y de la presión del agua, que ocasiona una aceleración si el tubo es convergente, o deceleración si es divergente. La fuerza representativa de esta acción está determinada en el paralelogramo de la figura por el valor w_r.

A esta acción de las superficies curvas y de la presión sobre el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

agua corresponde una reacción igual y de sentido opuesto del agua sobre las paredes del tubo.

Si el tubo es fijo, esta reacción será contrarrestada por los soportes. Si es móvil en todos sentidos, se originará un movimiento en la dirección de dicha reacción *R*. Si es móvil sólo en una dirección, por ejemplo, alrededor de un eje, la componente de aquélla en el sentido del movimiento libre originará éste.

Lo que hemos indicado se aplica igualmente al caso en que el agua entra sin presión en el conducto, apoyándose en la parte cóncava *ST*, y quedando la superficie de la capa líquida sometida a la presión atmosférica. Entonces las velocidades w_1 y w_2, prescindiendo de la pérdida de carga por rozamiento y cambio de dirección, conservarán igual magnitud absoluta; pero al cambiar de dirección se originará por el agua contra la superficie *ST* una reacción con las consecuencias que antes se han indicado.

Cuando se trata de conductos unidos a un eje y pudiendo, por lo tanto, adquirir movimiento rotatorio (turbina) la reacción citada sirve para mantener el indicado movimiento venciendo las resistencias que a ello se opongan, y entre éstas se encuentra, principalmente, el trabajo útil que la turbina puede proporcionar.

Elementos esenciales de las turbinas. — 1.º El *rodete* o rueda móvil puede considerarse como lo más esencial de la turbina, y consiste en una serie de álabes unidos a un eje, dejando entre aquéllos espacios o conductos en donde penetra el agua, que ejerce su reacción y produce el movimiento.

2.º El *distribuidor* es una parte fija que sirve de unión entre el rodete y tubería forzada, o entre el rodete y la cámara abierta en que está el conjunto de la turbina. El distribuidor sirve para guiar el agua, proporcionándola conveniente entrada a los espacios entre álabes del rodete.

3.º *Tubo de aspiración*, sirve de unión entre la turbina y el desagüe, permitiendo colocar la turbina más elevada que el nivel de dicho desagüe; y formando dicho tubo, al quedar inferiormente sumergido en el agua, una columna barométrica, la presión a la salida del agua del rodete y entrada en el tubo de aspiración será negativa, y determinada por la altura de dicho tubo sobre el desagüe; de manera que, prescindiendo de las pérdidas de carga, el rodete estará sometido a una presión determinada por la altura de agua encima de él, y a una succión o depresión medida por su altura hasta el desagüe. Estas dos fuerzas sumadas equivalen a la altura total del salto, que queda así aprovechado con el tubo de aspiración. La altura de ésta, teóricamente, debe ser menor que la representativa de agua equivalente a la presión atmosférica; prácticamente, y por las razones que se dirán, debe ser inferior a 7 m, y aun mucho menor en turbinas en que el agua abandona el rodete con gran velocidad.

4.º *Tubería forzada* (de la que ya nos hemos ocupado), necesaria cuando se emplean turbinas de cámara cerrada, y sirve para llevar el agua a presión a la citada cámara.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

5.º *Cámara de turbina.*—Cuando el salto es escaso, la turbina se coloca en un ensanchamiento debajo o contiguo del piso de la sala de máquinas con nivel de agua libre, o sea sometido a la presión atmosférica. Entonces la turbina se llama de cámara abierta. Pero en saltos mayores hay que llevar el agua a presión para que ésta actúe sobre la turbina; y se requiere, a la vez que tubería forzada, que ésta termine en una cámara cerrada, en donde se coloca la turbina. Entonces la turbina se llama de cámara cerrada.

6.º Aparte de lo anteriormente indicado, pueden examinarse en las turbinas los ejes, cojinetes, etc., y especialmente el regulador, que sirve para mantener constancia en el número de revoluciones de la turbina, actuando sobre la admisión del agua, es decir, sobre el distribuidor.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XXII

CLASIFICACION Y RENDIMIENTO HIDRAULICO DE LAS TURBINAS

Clasificación de las turbinas.—Las turbinas se pueden agrupar atendiendo a las diferentes normas siguientes:

1.ª Según el modo de actuar el agua en ellas, se dividen en *turbinas de reacción* o presión y *turbinas de acción* o impulsión. Antes hemos indicado las dos modalidades cómo la reacción puede actuar sobre las turbinas: en la primera, el agua entra a presión; en los conductos móviles del rodete sufre un cambio de dirección y una aceleración; en este caso, la *turbina es de reacción.* En la segunda modalidad el agua entra sin presión, es decir, sometida sólo a la presión atmosférica; el agua sufre cambio de dirección solamente y no aceleración. En este caso la *turbina es de acción.*

Realmente, en las dos clases de turbinas actúa la reacción; de modo que la denominación diferencial de reacción y acción no es acertada. Más bien debía indicarse el primer grupo por turbinas de presión o de chorro forzado, y el segundo grupo por turbinas de chorro libre o de impulsión. Pero lo corriente es denominarlas como antes decimos: de reacción y de acción.

2.ª Por el sentido en que se mueve el agua dentro de la turbina, se dividen en *axiales* cuando el agua va paralelamente al eje, y *radiales* cuando tiene su movimiento la dirección del radio. Estas últimas se subdividen en *centrífugas* cuando el agua va de dentro afuera, y *centrípetas* en el caso contrario.

Cuando el agua entra radialmente y sale axialmente, la turbina se llama *mixta.*

3.ª Por el modo de admisión se dividen en turbinas de *admisión total,* cuando entra el agua por todo el contorno del rodete, y en de *admisión parcial,* cuando sólo entra por parte de él.

También se dividen en turbinas de *admisión interior* cuando el agua se admite por el contorno interior del rodete (turbinas centrífugas), y de *admisión exterior,* cuando el distribuidor está colocado en el contorno exterior (turbinas centrípetas).

4.ª Por la posición del eje, se dividen en turbinas de *eje horizontal* y de *eje vertical.*

5.ª Por la disposición de la cámara, en de *cámara abierta* y *cámara cerrada.*

Estas últimas se subdividen en de cámara *cilíndrica, espiral, cónica* y *esférica,* siendo las más corrientes las de cámara espiral.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

6.ª Por el número de revoluciones relativo que pueden adquirir se dividen en *lentas, normales, rápidas, extrarrápidas* y *hélice.*

7.ª Por el número de *rodetes.* Como veremos, la multiplicación de rodetes sobre un mismo eje sirve para aumentar el número de revoluciones por minuto. Y en atención a ello las turbinas se dividen en de un solo rodete, *dobles o gemelas* (dos rodetes), o de varios.

Cada una de estas agrupaciones citadas no excluye a las otras. Así, una turbina de reacción puede ser axial o radial, de eje vertical

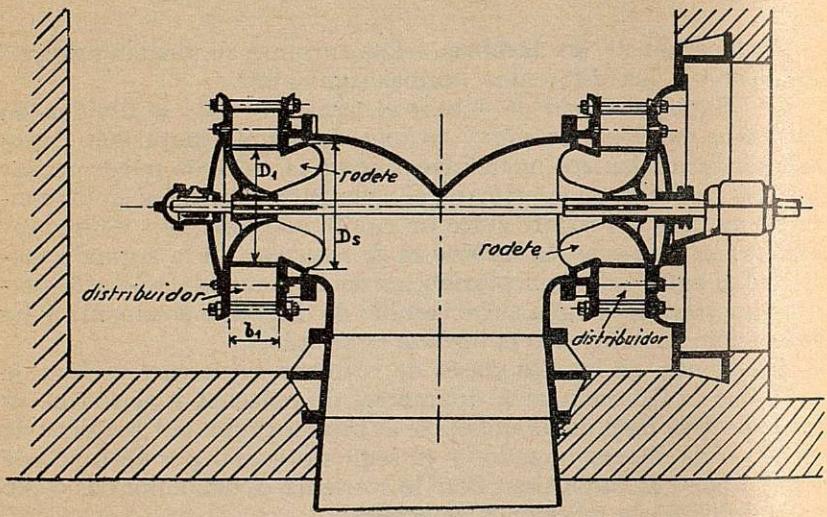


Fig. 404.

u horizontal, de cámara abierta o cerrada, de uno o varios rodetes, etcétera.

Por ejemplo, la turbina indicada en la figura 404 es de reacción mixta, de admisión total, de eje horizontal, cámara abierta, rápida y de dos rodetes. Como veremos en las indicaciones que seguirán, al solo examen de la figura 404 se deduce que la turbina es del tipo Francis (reacción). Todas las del tipo Francis tienen admisión total. El ser rápida se deduce del examen en la figura de los álabes alargados en la dirección del eje y con diámetro de entrada D_1 menor que el de salida D_S; circunstancia también propia de las rápidas. Las demás características se deducen del examen de la citada figura.

La turbina que indica la figura 405 es de acción radial, centrífuga, de admisión parcial, de eje horizontal y cámara abierta. Que es de acción se deduce por los agujeros F, que admiten la presión atmosférica al respaldo de los álabes. Los espacios entre éstos no quedan llenos de agua a presión. Las demás circunstancias se deducen del examen de la figura dicha 405.

La 406 representa una rueda Pelton (turbina de acción), y como

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

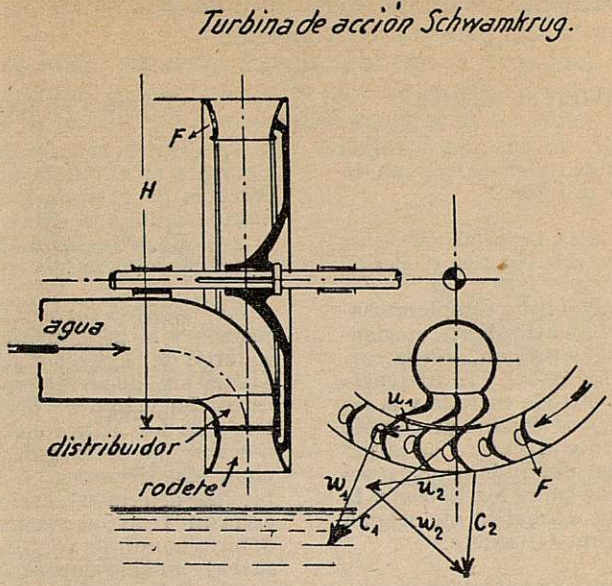


Fig. 405.

tal, como veremos, de admisión parcial, de eje horizontal y de un solo inyector. En las Pelton el número de inyectores o toberas, es decir, el número de chorros que chocan contra los álabes o cazoletas, equivalen al número de rodetes en las turbinas de reacción. Se han llegado a colocar cuatro inyectores por rueda.

La principal división de las turbinas es de reacción y de acción.

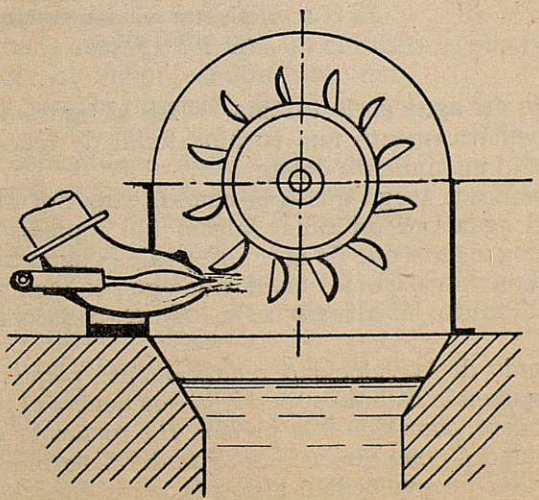


Fig. 406.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Y las características diferenciales ya indicadas en su mayoría, las resumimos y agrupamos a continuación:

Turbinas de reacción	Turbinas de acción
1.ª Entre la entrada y salida del agua en el rodete existe una diferencia de presión.	1.ª Entre la entrada y salida del agua en el rodete no existe diferencia de presión. Esta es constante o igual a la atmosférica.
2.ª El agua posee al atravesar el rodete energía cinética y energía de presión.	2.ª El agua posee al atravesar el rodete sólo energía cinética.
3.ª El agua llena completamente los espacios entre álabes, quedando sometida a presión. Por la curvatura de los álabes y la diferencia de presión entre la entrada y la salida del agua se origina un cambio de dirección y magnitud en la velocidad, que determina una reacción del agua sobre los álabes; y la componente normal al eje origina el movimiento del rodete.	3.ª El agua corre libremente sometida a la presión atmosférica a lo largo de la parte cóncava de los álabes sin llenar el espacio entre éstos. La velocidad del agua a lo largo de los álabes cambia de dirección y no de magnitud (se prescinde del rozamiento). Este cambio de dirección ocasiona por el agua una reacción contra los álabes, determinando su componente normal al eje el movimiento del rodete.
4.ª Como señal exterior se puede notar que el rodete se encuentra en comunicación con agua abajo por el intermedio del tubo de aspiración.	4.ª En las turbinas de acción no se considera práctico el empleo del tubo de aspiración. Quedan, pues, las turbinas de acción elevadas sobre el nivel de agua abajo; *sin* tubo de aspiración.
5.ª Se consigue el aprovechamiento del salto, en parte por la presión del agua y su energía cinética, y en parte, por el tubo de aspiración.	5.ª Se aprovecha sólo el salto existente entre el nivel de agua arriba y el rodete. Desperdiciándose la altura desde éste hasta agua abajo, que suele representar un débil porcentaje de la total, por emplearse sólo las turbinas de acción en saltos altos.

Movimiento del agua en la turbina. — En la figura 407 *a* se representa esquemáticamente una turbina axial de reacción. Estudiemos en ella el movimiento del agua.

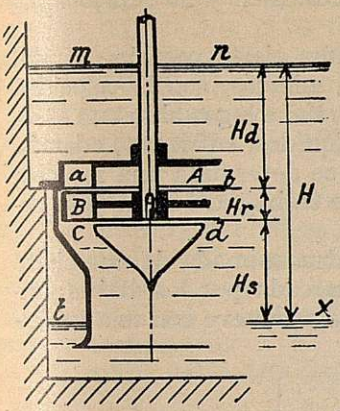
Suponemos desde luego que a la cámara superior afluye constantemente el agua por un canal lateral (no representado en la figura), y análogamente que de la inferior sale el agua también con regularidad, de manera que los niveles de agua se mantienen constantes y, por lo tanto, las alturas H, H_d, H_r, H_s conservan los mismos valores.

Prescindiendo de la velocidad relativamente pequeña con que se mueve el agua en la cámara superior, se encuentra el líquido, a la entrada del rodete, sometido a la presión H_d, menos la gastada en crear la velocidad C_o con que sale el agua del distribuidor. Representa dicho valor una velocidad absoluta, cuya dirección coincide, como indican las figuras 407 *b* y 408 *a*, con la dirección de los álabes

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

directores del distribuidor, formando el ángulo α_o con el plano horizontal.

El agua sale, pues, del distribuidor con la velocidad C_o, encontrándose con el rodete, que si lo consideramos en servicio normal, se mueve ante ella con la velocidad tangencial u_1. Al entrar el agua



Esquema de una turbina axial de reacción.
A = distribuidor ; B = rodete ; H = salto util ; Hs = altura de aspiración ; Hd = altura de presión ; Hr = altura del rodete .

Fig. 407 *a*.

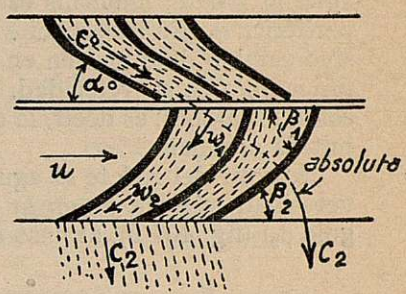


Fig. 407 *b*.

en el rodete, se moverá dentro del mismo con una velocidad relativa w_1, que se deduce descomponiendo la velocidad absoluta $C_1 = C_o$ en dos componentes u_1 y w_1 (fig. 408 *a*).

Para que la entrada del agua en el rodete se efectúe sin choques, como exige el mejor rendimiento, debe coincidir w_1 con la dirección del álabe (ángulo β_1).

Si no coincidiesen ambas direcciones, tendrán lugar entonces la entrada con choque con la pérdida de carga y disminución de rendimiento consiguiente. En el caso, por ejemplo, de que una descarga brusca del trabajo de la turbina aumente el número de revoluciones de ésta, o sea que la velocidad periférica u_1 tome un valor superior al normal, se deduce en seguida del paralelogramo de la figura 408 *c* que el agua golpearía sobre la cara posterior de los álabes; es decir, que existirá una componente contraria a la dirección u_1 que limi-

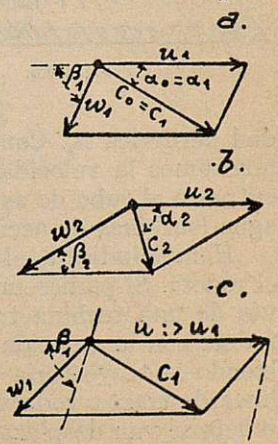


Fig. 408.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tará el aumento excesivo del número de revoluciones. La velocidad que adquiere la turbina descargada y a plena admisión se llama de *embalamiento*, y no suele exceder de 1,80 a $2u_1$. De todos modos, este es un dato que debe dar el constructor, debiendo calcularse las partes rotatorias para resistir a la fuerza centrífuga determinada por la velocidad de embalamiento que adquiriría la turbina en caso de descarga total a plena admisión y no funcionando el regulador.

Con la velocidad relativa w_1 y con una cierta presión entra el agua al rodete, mientras éste se mueve, además, con la velocidad periférica u_1. En los espacios entre álabes tiene lugar ahora un sucesivo cambio de dirección en los filetes líquidos, sufriendo, además, un cambio en su velocidad, con lo cual se determina una reacción sobre los álabes; es decir, la capacidad de trabajo del agua es transmitida al rodete.

Al salir del rodete el agua se encuentra animada de una cierta velocidad relativa w_2 en la dirección marcada por los álabes (ángulo β_2) (fig. 407 *b*); al paso que el rodete se mueve con una veloci-

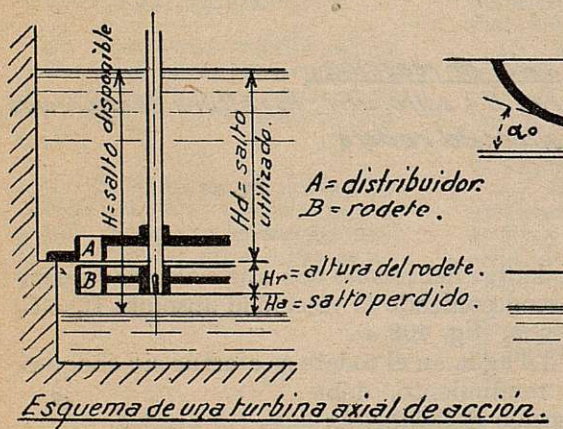


Fig. 409 *a*.

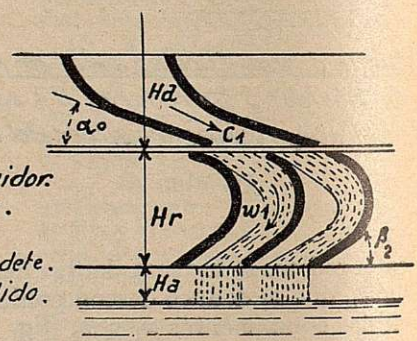


Fig. 409 *b*.

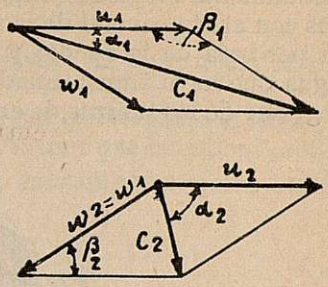
dad periférica u_2. Compuestas ambas velocidades (fig. 408 *b*), obtendremos la velocidad absoluta de salida c_2. Con esta velocidad entra en el tubo de aspiración (turbinas de reacción), o cae al desagüe (turbinas de acción).

Hemos indicado el movimiento relativo del agua a su paso por el rodete. Si pudiésemos hacer visible una molécula de agua a través de una turbina transparente, veríamos entrar el agua por el rodete con la velocidad c_1 y salir de él con la velocidad c_2, describiendo la trayectoria absoluta indicada en la figura 407 *b* con la línea de trazos, toda vez que al ir descendiendo por los álabes del rodete se van desplazando éstos en la dirección u.

Considerando ahora el movimiento del agua en una turbina

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de acción simple (fig. 409), se obtienen, salvo ligeras modificaciones en los ángulos de los álabes, relaciones análogas a las anteriores, como puede verse en las figuras 409. También aquí la entrada del agua en el rodete ha de ser sin choques; es decir, que la velocidad relativa de entrada del agua en el rodete w_1 (figuras 409 *b* y 410 *a*) debe coincidir con la dirección de la tangente al álabe (ángulo β_1). Con la velocidad relativa w_1 constante circula el agua por el álabe en chorro libre, sin tocar el respaldo del álabe inmediato.



Figuras 410 *a* y *b*.

En el caso de la figura 409 suponemos que la altura del rodete H_r es pequeña, que la aceleración de la gravedad será escasa y no aumentará w_1 (es decir, será constante), prescindiendo también del rozamiento, que compensaría en parte la aceleración.

A la salida del rodete volvemos a encontrar dos velocidades simultáneas u_2 y $w_2 = w_1$, que compuestas dan la velocidad absoluta c_2.

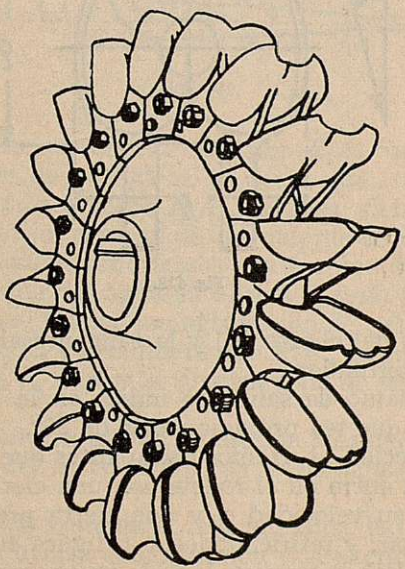


Fig. 411.

En las turbinas modernas el proceso no es tan sencillo; las trayectorias de los filetes líquidos son más complicadas. Sin embargo, los principios esenciales indicados se mantienen como la entrada sin

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

choque, en el grado de admisión que se proyecta para máximo rendimiento y composición de velocidades.

En la turbina de acción moderna, rueda Pelton, que es la única actualmente empleada (fig. 411), formada por una serie de cazoletas con arista central de la forma que indica la figura 412, unidas a la periferia de la rueda, y a cuya arista va dirigido el chorro de agua que haya transformado en cinética toda su energía, el paralelogramo de las fuerzas de entrada se confunde en una recta, pues la

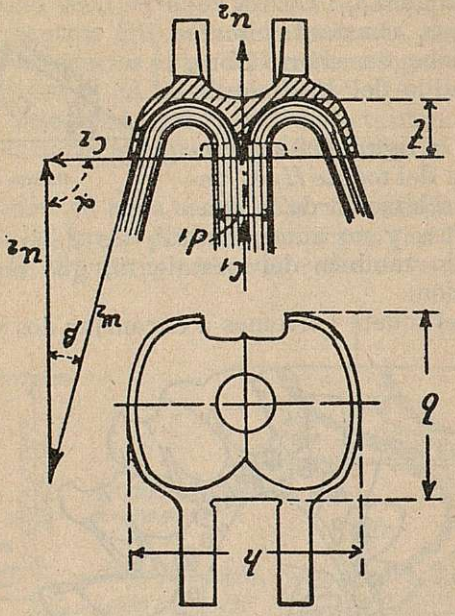


Fig. 412.

dirección del eje del chorro (c_1) y la tangente al álabe en la arista central (w_1) se confunden.

El paralelogramo de salida se indica en la figura 412. El ángulo α conviene que sea próximamente de 90°.

Grado de reacción. — Hemos dicho antes que en las turbinas de reacción el agua entra en el rodete con una cierta energía cinética dependiente de su velocidad c_1 y una cierta presión que podemos llamar p_1; es decir, y refiriéndonos a la figura 407 *a*, el agua entra en el rodete sin haber convertido toda su energía de presión H_d en energía cinética. Sólo ha empleado en velocidad parte de ella; de modo es que $c_1 < \sqrt{2gH_d}$. Para que c_1 fuese $= \sqrt{2gH_d}$ era preciso que toda la energía de presión se convirtiera en cinética.

Aclaremos este concepto con la figura 413, en la que un tubo de salida está conectado a un depósito de nivel constante, tubo que, para más sencillez, suponemos horizontal en su rama inferior y de diámetro decreciente en ella.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En la sección final AA el agua tendrá evidentemente la velocidad

$$c_A = \sqrt{2gH}$$

Si este chorro se aplica contra los álabes de una rueda, tendremos la turbina de acción.

Si consideramos la sección R_1R_1 por ser convergente el tubo y el caudal constante, la velocidad C_{R_1} será menor que la indicada antes; es decir, $C_{R_1} = \sqrt{2gh_1}$. Y, en cambio, existirá una cierta presión

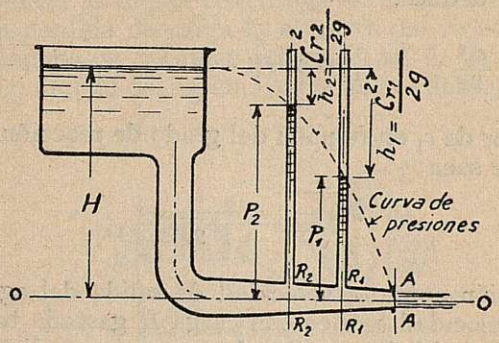


Fig. 413.

p_1. Si supusiéramos que el trozo de tubo R_1A_1 fuera uno de los espacios entre álabes de un rodete, es decir, que éste se formara por la agrupación de trozos como R_1A_1, móviles, siendo la agrupación de trozos de tubos fijos como el de la izquierda de R_1R_1 lo que constituyera el distribuidor, tendríamos una turbina de reacción en que la presión de entrada del agua en el rodete sería p_1.

Si formáramos el rodete con agrupación de tubos móviles a partir de la sección R_2R_2 a la izquierda de R_1R_1, la presión en la entrada del rodete sería $p_2 > p_1$ y la turbina sería de *más reacción* que la anterior.

La mayor o menor cantidad de presión piezométrica que el agua posee a la salida del distribuidor, da la medida de la reacción de la turbina.

Se llama *grado de reacción* la relación entre la cantidad de energía que la turbina utiliza como presión y la energía total del salto.

Si llamamos c_1 la velocidad de salida del agua del distribuidor, siendo $\frac{c_1^2}{2g} = h_1$ la energía cinética correspondiente y p_1 la energía de presión, el grado de reacción será

$$r = \frac{p_1}{H} = \frac{H - h_1}{H} = \frac{H - \frac{c_1^2}{2g}}{H}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Así, en las turbinas de acción $c_1 = \sqrt{2gH}$ y, por lo tanto, $r = 0$.

El límite de r es la unidad. Pero este límite no se puede alcanzar, porque para ello sería preciso que $c_1 = 0$; es decir, velocidad cero, caudal cero.

Si llega con el grado de reacción a un valor máximo de $r = 0{,}69$, oscilando aquél, por lo tanto, entre 0 y 0,69.

Del valor de

$$r = \frac{H - \frac{c_1^2}{2g}}{H}$$

encontrado se deduce:

$$rH = H - \frac{c_1^2}{2g} \qquad c_1^2 = 2gH(1-r) \qquad c_1 = \sqrt{1-r}\,\sqrt{2gH}$$

que da el valor de c_1 en función del grado de reacción.

De aquí se saca

$$\sqrt{1-r} = \frac{c_1}{\sqrt{2gH}}$$

Esta relación entre la velocidad de salida del agua del distribuidor y la velocidad teórica con carga H gastada toda en velocidad se llama velocidad específica del agua en el distribuidor. Designándola por c'_1 tenemos:

$$c_1 = c'_1\sqrt{2gH}$$

Rendimiento hidráulico de las turbinas. — Ecuación fundamental. — Adoptamos las notaciones siguientes:

p_1 = presión en el plano horizontal *ab* de la fig. 407 a la entrada del rodete.
p_2 = » » » » *cd* a la salida del rodete.
p_a = » atmosférica.
c_o = velocidad absoluta del agua a la salida del distribuidor.
c_1 = » » » » entrada del rodete.
c_2 = » » » » salida del rodete.
v = » del agua en la cámara de la turbina (superficie *mn*).
v' = » » » el canal de desagüe *X*.
u_1 = » tangencial del rodete a la entrada del agua en éste.
u_2 = » » » » salida » »
w_1 = » relativa del agua a la entrada del rodete.
w_2 = » » » » salida »
α_1 = ángulo que forman c_1 y u_1.
α_2 = » » » c_2 y u_2.
γ = peso del metro cúbico de agua.

Si aplicamos el teorema de Bernouilli entre los planos *mn* y *ab* de la figura 407 *a*, tomando este último como de comprobación, tendremos:

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{pa}{\gamma} + H_d = \frac{c_1^2}{2g} + \frac{p_o}{\gamma} + \zeta_o \qquad [1]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ζ_0 es la pérdida de carga en el distribuidor.

La energía correspondiente a la diferencia $p_1 - p_2$ de presión entre la entrada y salida del agua en el rodete, más la correspondiente a la diferencia de altura H_r, es decir, la energía engendrada por el agua a través de la altura $\frac{p_1 - p_2}{\gamma} + H_r$ se empleará:

1.º En acelerar el agua, y en ello se gastará una altura

$$\frac{w_2^2 - w_1^2}{2g}$$

2.º En vencer la fuerza centrífuga en el rodete.

3.º En la pérdida de carga ζ_1 a través del rodete.

Si consideramos un volumen infinitesimal de líquido que atraviesa la sección unidad del espacio entre álabes del rodete con la velocidad angular ε, y que este volumen pasa de la sección 1 de entrada (fig. 414) a la sección 2 de salida, dicho volumen será $1 \times dr$.

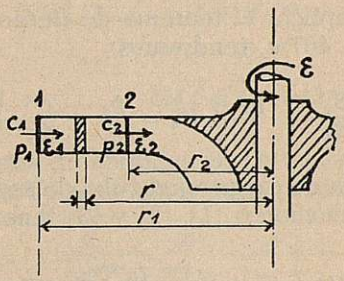


Fig. 414.

Su peso, $dr \cdot \gamma$. Su masa, $dm = \frac{\gamma}{g}\, dr$.

La fuerza centrífuga dC de dicha masa infinitesimal será, llamando u la velocidad tangencial:

$$dC = dm \cdot \frac{u^2}{r} \qquad \text{Pero} \quad u = \varepsilon \cdot r$$

Luego

$$dC = dm \cdot \frac{\varepsilon^2 r^2}{r} = \frac{\gamma}{g}\, \varepsilon^2 r\, dr$$

Integrando para considerar toda la masa líquida entre la entrada del agua en el rodete (sección 1, radio $= r_1$) y la de salida (sección 2, radio $= r_2$) tendremos:

$$C = \int_{r_2}^{r_1} dC = \frac{\gamma}{g}\, \varepsilon^2\, \frac{r_1^2 - r_2^2}{2} = \gamma\, \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g}$$

Puesto que

$$u_1 = \varepsilon r_1 \qquad \text{y} \qquad u_2 = \varepsilon r_2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Reducida dicha fuerza centrífuga a altura de agua, será:

$$\frac{C}{\gamma} = \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g}$$

Así, pues, sumando los tres valores en que se empleará la altura, podemos establecer:

$$\frac{p_1 - p_2}{\gamma} + H_r = \frac{w_2^2 - w_1^2}{2g} + \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g} + \zeta_1$$

y trasladando términos podemos ponerla en la forma siguiente:

$$\frac{w_1^2 - u_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + H_r = \frac{w_2^2 - u_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + \zeta_1 \qquad [2]$$

Si volvemos a aplicar el teorema de Bernouilli entre los planos *cd* y *tx* de la figura 407 *a*, tendremos:

$$\frac{C_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + H_s = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v'^2}{2g} + \zeta_2 \qquad [3]$$

Siendo ζ_2 la pérdida de carga en el tubo de aspiración.

Sumando las ecuaciones [1], [2] y [3] tenemos:

$$\left(\frac{v^2}{2g} + H_d + H_r + H_s\right) - \left(\zeta_o + \zeta_1 + \zeta_2 + \frac{v'^2}{2g}\right) =$$
$$= \frac{1}{2g}\left[(u_1^2 + c_1^2 - w_1^2) - (u_2^2 + c_2^2 - w_2^2)\right] \qquad [4]$$

El primer término de esta ecuación representa la altura total utilizada comprendida en ella la velocidad de las aguas afluentes a la cámara superior.

Podemos poner

$$\frac{v^2}{2g} + H_d + H_r + H_s = H'$$

El segundo término de la ecuación [4] representa la pérdida de carga total comprendiendo la altura debida a la velocidad en el canal de desagüe.

Podemos poner

$$\zeta_o + \zeta_1 + \zeta_2 + \frac{v'^2}{2g} = \zeta$$

Entonces el primer miembro de la ecuación [4] puede escribirse

$$H' - \zeta = \rho H'$$

siendo $C < 1$.

Las velocidades u_1, w_1, c_1 y u_2, w_2, c_2 formando los triángulos de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

velocidades de entrada y salida de agua en el rodete de las figuras 408 *a* y 408 *b* están enlazadas por las siguientes igualdades:

$$w_1^2 = u_1^2 + c_1^2 - 2u_1c_1 \cos \alpha_1$$
$$w_2^2 = u_2^2 + c_2^2 - 2u_2c_2 \cos \alpha_2$$

Sustituyendo en el segundo miembro de la [4] y simplificando, resulta

$$\rho g H' = u_1c_1 \cos \alpha_1 - u_2c_2 \cos \alpha_2 \qquad [5]$$

que es la ecuación del rendimiento hidráulico de las turbinas.

Las pérdidas citadas en las buenas turbinas están comprendidas entre los valores siguientes:

ζ	del 2 al 3 por 100 de H
ζ_1	» 2 » 6 » » »
ζ_2	» 1 » 2 » » »
$\frac{v'^2}{2g}$	» 4 » 6 » » »
Total	del 9 al 17 por 100 de H

Pero hay otras causas de pérdidas en las turbinas, diferentes de las anteriores. En las turbinas de reacción se produce la que se llama

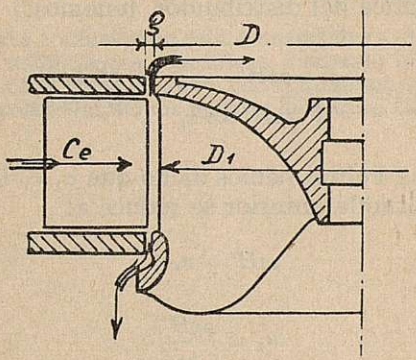


Fig. 415.

pérdida por fuga de agua entre el intersticio que queda entre el rodete y el distribuidor.

Por bien ajustadas que resulten estas dos partes de la turbina, hay que dejar un espacio *g*, de pocos milímetros (fig. 415) entre ellas, para que el movimiento pueda establecerse sin roce. Por la corona de ancho *g* sale una cierta cantidad de agua sin empleo en rendir trabajo útil en el rodete.

Esta pérdida puede evaluarse en las buenas turbinas en 1,5 a 3 por 100.

En las turbinas Pelton (de acción) no hay lugar a esta clase de pérdidas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Otra clase de ellas, comunes a todas las turbinas y de origen mecánico, son debidas al rozamiento del eje con los cojinetes, especialmente cuando se determina el empuje axial y la del rozamiento de las partes rotatorias con el medio ambiente.

Englobando todas las pérdidas en las buenas turbinas, se ha llegado a un rendimiento medio del 83 por 100, con un mínimo de 80 y un máximo de 90 por 100.

Por razones constructivas y mejor guía de los filetes líquidos hacia el desagüe, el ángulo α_2 que forman a la salida del rodete las velocidades absoluta c_2 y periférica u_2, conviene que sea aproximadamente de 90 por 100 para este valor

$$\cos \alpha_2 = 0$$

Y la fórmula [5] se convierte en

$$\rho g H' = u_1 c_1 \cos \alpha_1$$

de donde

$$u_1 = \frac{\rho g H'}{c_1 \cos \alpha_1} \qquad [6]$$

y sustituyendo en vez de c_1 de la encontrada antes en función de la velocidad específica del distribuidor, tenemos:

$$u_1 = \frac{\rho g H'}{c'_1 \sqrt{2gH'} \cos \alpha_1} = \frac{\rho \sqrt{2gH'}}{2c'_1 \cos \alpha_1} \qquad [7]$$

En las turbinas Pelton hemos dicho que $\alpha_1 = 0$ y, por lo tanto, $\cos \alpha_1 = 1$, y la fórmula anterior se reduce a:

$$\rho g H' = u_1 c_1$$

de donde

$$u_1 = \frac{\rho g H'}{c_1}$$

Número de revoluciones del rodete por minuto. — Recordando que designamos por u_1 la velocidad periférica por segundo del rodete en la entrada del agua, y llamando D_1 el diámetro correspondiente del rodete y n el número de revoluciones por minuto, un punto de periferia habrá recorrido en un minuto $\pi D_1 \cdot n$ metros. Pero considerando este punto animado de la velocidad u_1 por segundo, en 60 segundos habrá recorrido $60u_1$. Igualando ambas cantidades, tenemos:

$$60u_1 = \pi D_1 n$$

De donde

$$n = \frac{60u_1}{\pi D_1}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Y sustituyendo por u_1 el valor de la [7] tendremos:

$$n = \frac{60\rho\sqrt{2gH'}}{2c'_1 \cos\alpha_1 \cdot \pi D_1} = \frac{30\rho\sqrt{2g}}{\pi \cdot c'_1 \cos\alpha_1} \cdot \frac{\sqrt{H'}}{D_1}$$

y haciendo

$$\frac{30\rho\sqrt{2g}}{\pi c'_1 \cos\alpha_1} = n'$$

tendremos:

$$n = n' \frac{\sqrt{H'}}{D_1} \qquad [8]$$

Para un tipo de turbina, es decir, para todo el grupo de turbinas semejantes a él, n' es constante porque lo es $\alpha_1 c'_1$, y veremos es el rendimiento C. A este valor n' se le llama número de revoluciones *característico* (1).

Haciendo $H' = 1$, $D = 1$ se obtiene $n = n'$. De modo que n' o número de revoluciones características es el número de revoluciones de una turbina que tenga $D = 1$ y $H' = 1$.

De la [8] deducimos que el número de revoluciones de una turbina está en razón inversa de su diámetro, a igualdad de H'.

(1) Hay cierta confusión en esta nomenclatura. Algunos autores llaman a n' número de revoluciones específicas, llamando número de revoluciones características a otro valor, del que nos ocuparemos más adelante, precisamente al que nosotros llamamos número de revoluciones específicas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XXIII

TIPOS DE TURBINAS

Evolución en la forma de las turbinas

Turbinas de reacción. — Los receptores hidráulicos antiguos (diferentes de las ruedas hidráulicas), los que pudiéramos llamar predecesores de las turbinas, eran una especie de turbinas de ac-

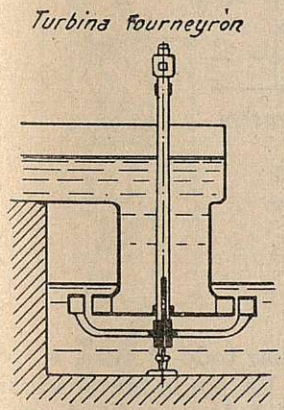


Fig. 416.

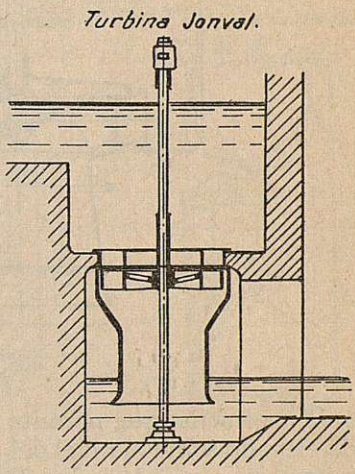


Fig. 417.

ción, y se ha representado esquemáticamente en la figura 401 *c*. Las turbinas propiamente dichas aparecen con este nombre a principios del siglo XIX.

En el año 1883 el ingeniero francés Fourneyron inventó la turbina de su nombre (fig. 416), que funcionaba siempre anegada. Utilizó en ella por primera vez el principio de la reacción. Más tarde se descubrió el fundamento del tubo de aspiración, que al mismo tiempo emplearon los ingenieros Henschel y Jonval (fig. 417).

Con posterioridad, el ingeniero americano Francis, en 1849, inventó la turbina mixta, que lleva universalmente su nombre. Al principio, en Europa, no se prestó atención a este descubrimiento. Pero en América fué pronto estimado y perfeccionada sucesiva-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mente esta turbina, se adoptó en el mundo entero, y hoy es la única turbina de reacción que se emplea.

La Fourneyron (fig. 416) es vertical, radial y de admisión interior. El distribuidor queda así en la parte interna del rodete, que tiene un diámetro relativamente grande y, por lo tanto, un número escaso de revoluciones. El rodete y distribuidor, por estar sumergidos, quedan inaccesibles, lo que representa un grave inconveniente. También lo es el que el cojinete de apoyo del eje quede dentro del agua.

En la turbina Henschel-Jonval, vertical y axial, a causa del

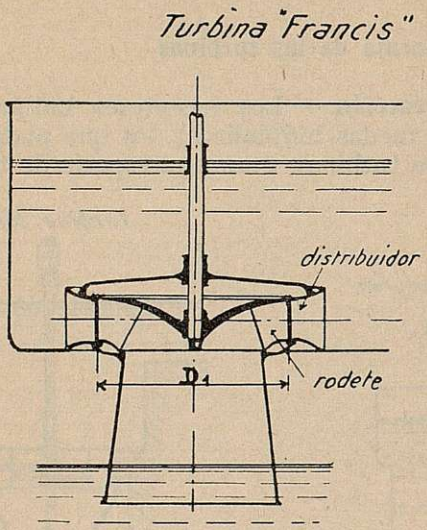


Fig. 418.

tubo de aspiración que permite aprovechar todo el salto, el rodete queda elevado sobre el nivel del desagüe. Es, por lo tanto, accesible. Pero para conseguir la indicada accesibilidad es preciso desmontar el distribuidor. A igualdad de sección del distribuidor, el rodete tiene menos diámetro que en la turbina de Fourneyron y, por lo tanto, mayor número de revoluciones por minuto. Continúa en esta turbina la inaccesibilidad del cojinete de apoyo del eje.

La turbina Francis (fig. 418) es de admisión exterior, mixta, entrando los filetes líquidos radialmente y saliendo en dirección próxima paralela al eje. Esta turbina es preferible bajo el punto de vista de la accesibilidad, pues una vez levantada la cubierta de ésta, que se apoya sobre el distribuidor, puede elevarse el rodete. Además, por ser centrípeta, el rodete queda en el interior del distribuidor; el diámetro es relativamente menor que en los otros tipos y mayor el número de revoluciones. En esta turbina, ya sea de eje horizontal como de vertical, los cojinetes son accesibles. En las de tipo vertical la turbina queda colgada, es decir, apoyada en un cojinete

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

(rangua) sotenido por una estructura superior y, por lo tanto, accesible. El tubo de aspiración se une sin gran cambio de sección al rodete y se disminuyen pérdidas de carga. Por otra parte, la regulación, es decir, la entrada del agua a través del distribuidor, se consigue por el sistema Fink de álabes móviles solidariamente alrededor cada uno de un eje vertical, y esta disposición da una facilidad grande para regular la admisión de agua.

Las turbinas Francis se emplean, por último, como veremos, para saltos que oscilan entre unos decímetros y más de 200 m, con un rendimiento que supera al 80 por 100. Y por todo ello son las únicas turbinas de reacción que hoy se emplean.

Diferentes formas de los rodetes de la turbina Francis.—Turbinas lentas. — Se emplean para saltos grandes (superiores a 50 m)

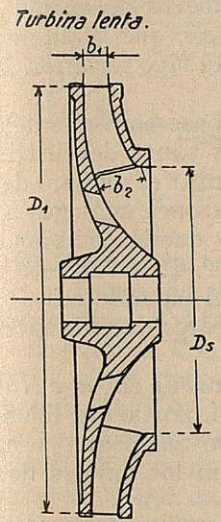


Fig. 419.

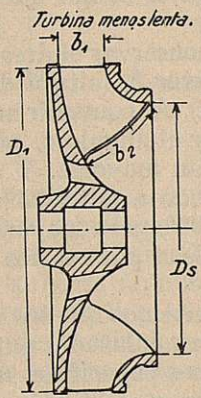


Fig. 420.

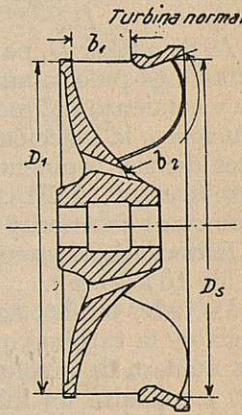


Fig. 421.

(figura 419). Se caracterizan por tener un diámetro de entrada D_1 mucho mayor que el de salida D_s. En saltos de H' grande (ecuación [7]) aumenta con este valor el de u_1 (velocidad periférica). Y para no aumentar excesivamente el número n de revoluciones por minuto, hay que aumentar el diámetro D_1 (ecuación [8]). Como el distribuidor es exterior al rodete y, por lo tanto, tiene un desarrollo relativamente grande, a fin de dar al agua la sección de salida necesaria a su caudal, conservando la reacción conveniente (ahora nos referiremos a ella), es preciso que la altura de los vanos del distribuidor b_1 de la figura 419 sea escasa.

Hemos dicho que en saltos grandes (H' grande) nos conviene poco número relativo de revoluciones. Para ello, en la ecuación [8] n' (número de revoluciones característico) debe ser pequeño; y del

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

valor de n' se deduce que c'_1 debe ser grande. Pero $c'_1 = \sqrt{1-r}$; luego r (grado de reacción) debe ser pequeño.

Y así el grado de reacción de las turbinas lentas está comprendido entre 0,28 y 0,40.

El ángulo α_1 nos conviene que sea pequeño, a fin de que su coseno que figura en el denominador del valor n' sea grande. Así, en dichas turbinas α queda comprendido entre 20° y 25°.

Esta turbina es casi completamente radial.

Este tipo tiende a abandonarse por el escaso número de revoluciones que proporciona.

Turbinas menos lentas. — Se indican en la figura 420.

En este tipo los álabes se inclinan a la salida en la dirección del eje, y tiende algo el agua a salir paralelamente a éste, es decir, con la característica de la turbina mixta. La arista de salida b_2 de los álabes va teniendo mayor desarrollo. El diámetro de entrada D_1 disminuye con relación al de salida D_s; es decir, que la diferencia entre estas dos magnitudes es menor que en el tipo anterior. Pero siempre $D_1 > D_s$.

Al disminuir D_1 para conservar el área de paso conveniente a la entrada, es preciso aumentar b_1 (altura de los vanos del distribuidor y comienzo del rodete). Al convenir aumentar el número de revoluciones, la reacción r y el ángulo α, por razones análogas a las antes dichas, conviene sean mayores. Y así r queda comprendido entre 0,40 y 0,50. El valor de α, entre 25° y 30°. Tanto en este tipo como en el anterior, $\beta < 90°$, pero mayor en el segundo caso.

Estas turbinas se emplean para saltos menores que los anteriores (de 15 a 50 m.).

De todos modos, adelantemos que los valores de H', n y N (potencia de la turbina) quedan enlazados entre sí, por lo que llamaremos número de revoluciones específicas n_s. De modo que en cada caso convendrá un número n y otro n_s, según los valores de H, y de N.

Turbinas normales. — Se representan en la figura 421. En éstas se encuentra la característica de mixta. Los diámetros D_1 y D_s son, aproximadamente, iguales. El desarrollo de la arista b_2 de salida de los álabes es mayor que en el tipo anterior. También es mayor la arista b_1 de entrada.

La reacción queda comprendida entre 0,50 y 0,55. Y el ángulo α entre 30° y 35°. El ángulo α es, próximamente, de 90° o ligeramente mayor. Tienen generalmente aplicación para saltos entre 10 a 25 m, con las limitaciones que antes se indican.

Turbinas rápidas. — Se representan en la figura 422. Se emplean para saltos menores de 10 m y de gran caudal por segundo.

Se acentúa aún más que en el tipo anterior la salida axial del agua. Aumentan los valores b_1 y b_2 correspondientes a las aristas de los álabes en la entrada y salida de aquélla. D_1 es inferior a D_s.

El grado de reacción es de 0,55 a 0,60. Y el ángulo α es, próximamente, de 35° y $\beta > 90°$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Turbinas rapidísimas. — Se representan en la figura 423. Se acentúan aún más en este tipo las características del anterior correspondientes a mayores dimensiones de b_1 y b_2. Aumento de D_s sobre D_1. Reacción que va desde 0,60 a 0,69. Angulo α, aproximadamente de 40°, y β, de unos 100°.

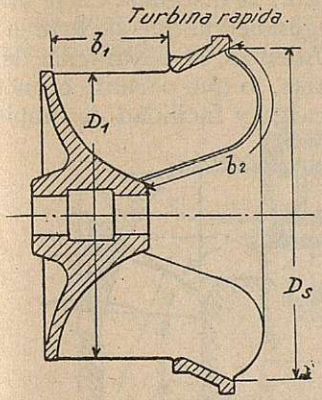


Fig. 422.

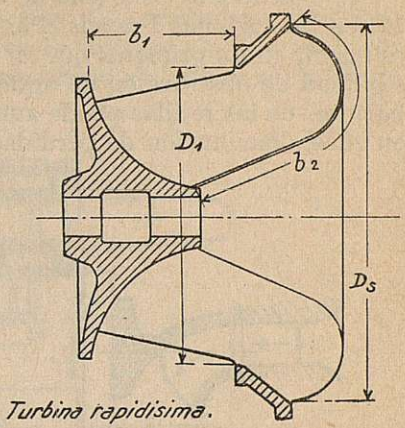


Fig. 423.

Turbinas-hélice. — En saltos de escasa altura el número de revoluciones (ecuación [8]) por minuto resulta escaso. Hay interés en aumentarlas con el fin de que los alternadores acoplados directamente sean baratos. Con las turbinas rapidísimas en saltos muy bajos no se llegaba a conseguir buen número de revoluciones. Además, en estos casos, la construcción de las turbinas se complicaba con la forma de los álabes, lo que aumentaba su coste.

Este problema se ha resuelto con la invención de las turbinas-hélice. En éstas la admisión es axial y el número de álabes muy escaso. Se asemejan a las hélices de los buques. Se representa esquemáticamente en la figura 424.

El Dr. Kaplan, de la Escuela Politécnica de Brün (Alemania), fué quien, en 1913, empezó a ensayar en modelos reducidos esta clase de turbinas, llegando a dotarlas de 2 a 4 álabes.

Turbina hèlice.

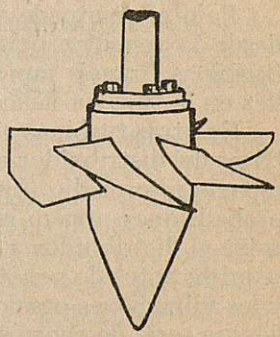


Fig. 424.

Las ventajas de esta clase de turbinas son las siguientes:

1.ª Gran número de revoluciones, lo que supone un ahorro de coste del alternador y de espacio para su colocación en la casa de máquinas.

2.ª El rendimiento elevado para admisiones comprendidas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

entre el 75 y el 100 por 100 de carga. El rendimiento de los alternadores es también elevado, por ser mayor la velocidad angular.

3.ª Aprovechan más energía del salto, al disminuir éste de altura, que las turbinas Francis. Por lo tanto, son particularmente apropiadas para saltos de altura variable.

4.ª El rodete tiene sólo de 3 a 8 álabes, en vez de 14 a 24 que tienen las turbinas Francis. Por lo tanto, la distancia entre álabes es mayor en las primeras que en las segundas, lo que excluye la posibilidad de obstrucción en aquéllas. Además, la separación de los barrotes de las rejillas puede aumentarse, lo que permite economía en ellas, disminución de pérdidas de carga y facilidad de limpieza.

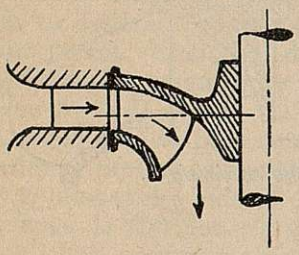


Fig. 425.

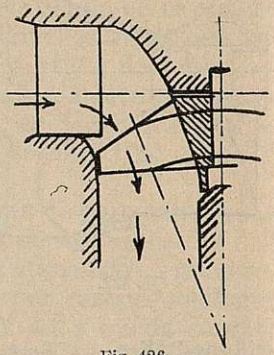


Fig. 426.

5.ª El alternador, al ser más ligero, exige menos potencia en el puente-grúa de la casa de máquinas.

6.ª El rodete, al tener pocos álabes, se puede fundir en una sola pieza, resultando más robusto que los de las Francis.

Bajo el punto de vista mecánico, la turbina ha evolucionado desde la sencillez primitiva hacia una complicación considerable (turbinas Francis rapidísimas), para volver nuevamente a la sencillez en la turbina-hélice.

En otras turbinas el agua pasa directamente de los álabes directrices del distribuidor a los álabes móviles del rodete con un mínimo espacio intermedio (fig. 425). La práctica de las turbinas-hélice ha probado que conviene habilitar un espacio importante de transmisión entre el distribuidor y rodete, en el que los filetes líquidos puedan reunirse antes de penetrar en el segundo, y esto disminuye el ruido y las vibraciones ocasionadas al pasar los álabes del rodete delante de una serie de chorros separados.

En la disposición de la turbina-hélice (fig. 426) el diámetro del rodete es inferior al de salida del distribuidor, y este menor diámetro determina el aumento del número de revoluciones.

No se crea, al ver las ventajas indicadas de las turbinas-hélice, que van a suplantar completamente a las turbinas Francis, aun a las rápidas. No; cada tipo tiene su campo de aplicación, como veremos al tratar del número de revoluciones específicas. Las turbi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

nas-hélice han venido a aumentar y mejorar la zona de empleo de las turbinas de reacción, y acaso a sustituir en ciertas condiciones y en determinadas circunstancias las turbinas rapidísimas Francis. Las hélices requieren gran caudal y escaso salto.

El Dr. Kaplan, dentro del tipo de turbina-hélice, ha introducido un perfeccionamiento consistente en la movilidad de los cuatro álabes de que consta esta disposición (fig. 427), cada uno alrededor de un eje perpendicular al general de la turbina y solidarios todos estos movimientos en virtud del mecanismo alojado en el eje hueco

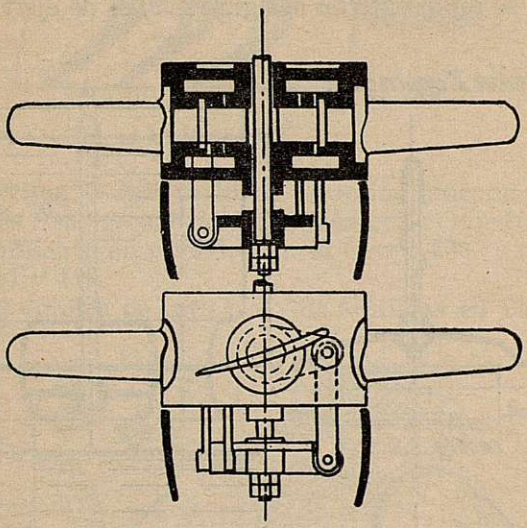


Fig. 427.

de aquélla mandados por el regulador de la turbina. De este modo la inclinación de los álabes varía con el caudal admitido, proporcionando, a baja carga, un rendimiento que supera al de las hélice fija y a las Francis rapidísimas.

El rendimiento de las turbinas de hélice fija disminuye mucho a carga parcial. De modo que es conveniente que aquéllas trabajen a cerca de plena carga, lo que no se puede conseguir en Central en que varíe mucho ésta más que multiplicando las unidades. En cambio, en la Kaplan, como hemos dicho, el rendimiento es bueno a baja carga, y se pueden colocar de gran potencia y una sola o pocas por Central. Así, en la instalación de Ryburg-Schvoerstadt se instalan cuatro turbinas de 39 500 CV, aprovechando cada una un salto de 11,50 m y 300 m cúbicos por segundo. Son las mayores turbinas Kaplan construídas hasta ahora.

Turbinas de acción. — El primitivo rodete empleado desde tiempo muy remoto (análogo al de la figura 401 *c*), pues Leonardo de Vinci (siglo XV) ya las cita en sus escritos, es, en esencia, una turbina de acción.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En tiempos más cercanos, el ingeniero suizo Zuppinger, en 1846, ideó la rueda que lleva su nombre (fig. 428). Es de eje vertical, de admisión parcial exterior.

Otro tipo casi contemporáneo del anterior (del 1850) es la turbina Schwam-Krug, representada en la figura 405. Es de eje horizontal, radial, de admisión interior parcial. Los agujeros F sirven para dar entrada al aire a los espacios entre álabes para que reine en ellos la presión atmosférica.

En 1863 el ingeniero francés Girard inventó la turbina de su nombre, que se representa en la figura 429; es de eje vertical, axial

Turbina de acción Zuppinger.

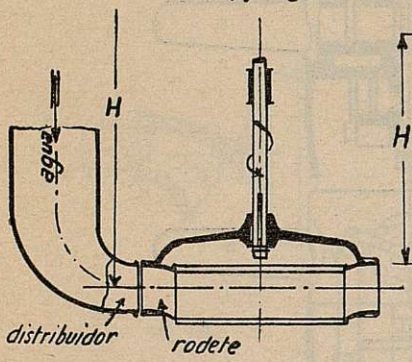


Fig. 428.

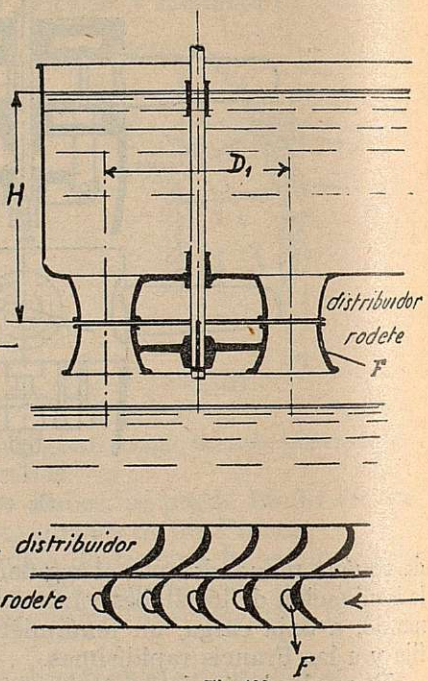


Fig. 429.

y de admisión completa, de aspecto parecido a la de Jonval de la figura 417, salvo que ésta tiene tubo de aspiración.

La turbina Girard desperdicia el salto desde el rodete hasta el desagüe. El distribuidor cubre el rodete, y éste queda, por ello, inaccesible directamente. En dicha turbina, al remansarse las aguas de agua abajo, por efecto de una riada, si penetra en el rodete se perjudica el rendimiento, puesto que al llenar los espacios entre álabes la turbina quedaría convertida en de reacción, y no está construída para dar buen rendimiento en estas condiciones.

Se pensó en remediar el inconveniente citado, con lo que se llamó *turbina límite* de álabes indicados en el esquema (fig. 430). La diferencia estriba únicamente en la configuración de éstos, que están

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

provistos de una segunda pared posterior, con el fin de que el agua llene completamente el espacio entre álabes. Si el nivel de agua abajo se eleva y penetra en el rodete, entonces trabaja como turbina de reacción. Cuando no, la comunicación con la atmósfera hace que la vena esté sujeta sólo a la presión atmosférica. Esta disposición no ha tenido éxito.

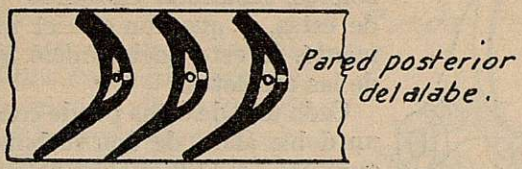


Fig. 430.

Turbinas Pelton. — Las turbinas de acción únicamente empleadas hoy son las *Pelton*, conocidas también con el nombre de *ruedas Pelton*. Se representó en esquema en la figura 406, y con más detalle en las 411 y 412.

Empezó el empleo de esta clase de turbinas en California, en

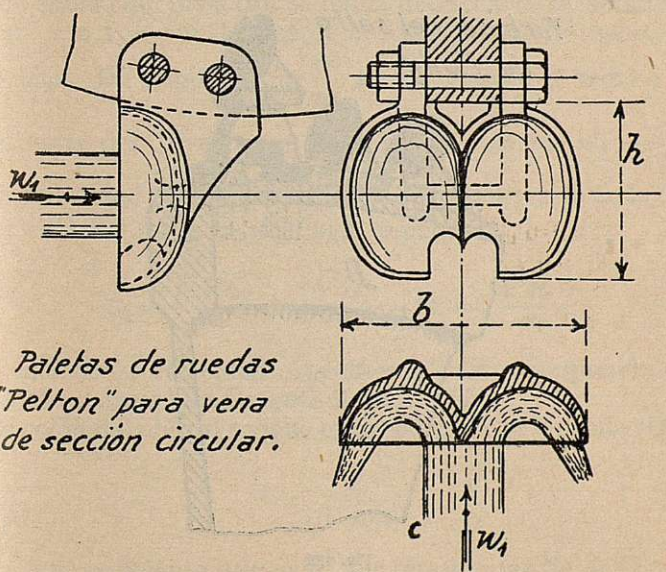


Fig. 431.

1849, para explotaciones mineras auríferas. Se instalaron con dicho objeto numerosos aprovechamientos hidráulicos; algunos hasta de 2 000 caballos. Y cuando el oro se agotó, se emplearon para Centrales de suministro de fuerza. Los primeros rodetes eran muy toscos; frecuentemente de madera; los álabes eran planos. El má-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ximo rendimiento ideal llegaba sólo al 50 por 100. Se mejoraron luego, dando a los álabes la forma de cazoleta semiesférica, y el chorro chocaba en el centro de ella. Y Pelton un día observó que el rodete se había aflojado en la sujeción al eje y deslizado en el sentido de éste lo suficiente para que el chorro, en vez de estar dirigido al centro de las cazoletas, resultaba chocando junto al borde de éstas, y que con ello el rendimiento aumentó. Y este hecho inició la forma actual de las cazoletas.

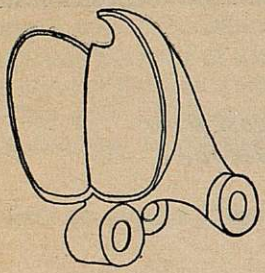


Fig. 432.

Cada una de éstas puede considerarse como un doble álabe de una turbina de acción (figuras 411 y 412) que recibe el chorro exactamente en la arista media, donde se divide en dos circulando por la cavidad del álabe en filetes que recorren un arco de círculo de 180°, contrarrestándose mutuamente los empujes axiales por cambios de dirección de los chorros.

El recorte dado a los álabes y que se ve en la figura 412 sirve para permitir la colocación del inyector o inyectores muy próxima

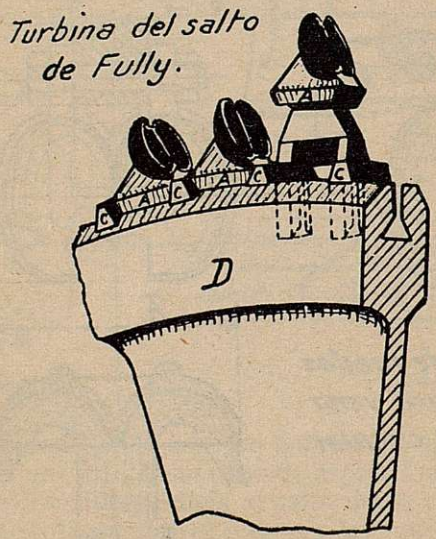


Fig. 433.

a aquéllos, y que el chorro los alcance en la dirección más conveniente.

El enlace de la cazoleta con el borde de la rueda se hace como se indica en la figura 431, o como se deduce de la figura 432. En esta última, llamada de cadena, cada pasador sirve a dos cazoletas, de modo que vienen conectadas como los eslabones de una cadena,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

resultando la posibilidad de colocar más cazoletas para un mismo diámetro.

Otra disposición es la empleada en el salto de Fully, y que se indica en la figura 433. Las cazoletas se colocan en frío en ranuras habilitadas en el disco, que se ha calentado a una temperatura de 130°, y quedan sujetas entre sí y el disco por las chavetas *C*.

Las cazoletas son de hierro fundido en ruedas de saltos de relativa poca altura. En la de mayor altura son de acero fundido o bronce fosforoso.

En las ruedas pequeñas las cazoletas se funden de una sola pieza con el disco. En las de mayor tamaño se construyen separadamente y se unen, como hemos dicho, y el disco es de fundición de hierro o acero moldeado, según las velocidades a que esté sometida la rueda.

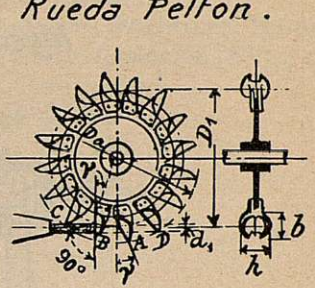


Fig. 434.

El diámetro D_1 de la circunferencia de la rueda, que es tangente al eje del chorro del inyector, se llama diámetro de la circunferencia del chorro. Su valor se deduce de la fórmula anteriormente citada $60u_1 = \pi D_1 n$. De donde $D_1 = \dfrac{60}{\pi n} u_1$. La velocidad teórica de salida del agua del inyector es $\sqrt{2gH}$. La relación $u'_1 = \dfrac{u_1}{\sqrt{2gH}}$ se llama velocidad tangencial específica. Sustituyendo en la fórmula anterior el valor de $u_1 = u'_1\sqrt{2gH}$ tenemos:

$$D_1 = \frac{60\sqrt{2g}}{\pi} u'_1 \frac{\sqrt{H}}{n} = 84{,}6u'_1 \frac{\sqrt{H}}{n} \qquad [9]$$

El valor de la velocidad específica u'_1 está comprendido entre 0,42 y 0,45, y excepcionalmente llega a 0,55.

La sección del chorro s viene expresada por la fórmula siguiente:

$$s = \frac{Q}{C\sqrt{2gH}} \qquad [10]$$

siendo C un coeficiente que vale, por término medio, 0,95.

El chorro tiene sección circular generalmente. Conociendo su sección se deduce el diámetro.

Para las dimensiones de las cazoletas pueden adoptarse los valores siguientes (véase figura 412):

Ancho de la cuchara.....	$h = 2{,}75$ a $3{,}75\ d_1$ (d_1 diámetro del chorro)	[11]
Longitud de la cuchara.....	$b = 2{,}35$ a $2{,}85\ d_1$	
Profundidad de la cuchara...	$t = 0{,}90$ a $1\ \ d_1$	

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El número de cucharas se determina por la condición (fig. 434) de que en el arco CD de la circunferencia de diámetro D_a exterior de la rueda quepan 3 ó 4 espacios entre cazoletas.

La relación entre los diámetros D_1 y d_1 de la circunferencia del chorro al de éste varía entre 8 y 22.

El inyector de la turbina Pelton que puede considerarse como dis-

Inyector de turbina Pelton.

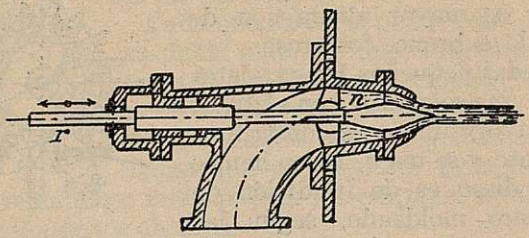


Fig. 435.

tribuidor, es una sencilla tobera en la que la regulación en la admisión del agua está conseguida por una aguja central (fig. 435) que ajusta más o menos en una boquilla cónica. La forma indicada hace que el chorro estrangulado salga con sección anular, que luego se cierra en forma circular llena. La forma cilíndrica del chorro debe

Deflector en la turbina Pelton.

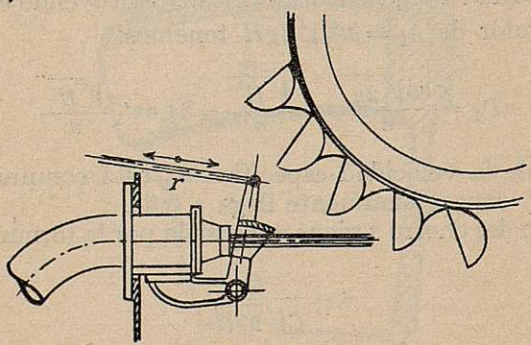


Fig. 436.

conservarse dando al inyector antes de su boquilla una trayectoria recta en la mayor longitud posible.

Conviene que el chorro no se despegue de la tobera, para evitar la corrosión producida por el desprendimiento de oxígeno del aire disuelto en el agua, fenómeno al que más adelante nos referiremos. Para la sección de la boca de la tobera hay que tener en cuenta el coeficiente de contracción.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Los inyectores van provistos de un *deflector* (fig. 436), que es una disposición de pantalla ante el chorro, para desviar rápidamente todo o parte de éste de la dirección de las cazoletas y evitar que en descargas de la turbina aumente mucho el número de revoluciones de ésta, y dando lugar a que paulatinamente cierre la aguja del inyector, evitando el golpe de ariete en la tubería de presión. Este deflector está movido por el regulador de la turbina.

Una turbina Pelton puede tener uno o varios inyectores. Hemos dicho antes cómo se calcula la sección del chorro (ecuación [10]); y de

Turbina Pelton de eje vertical.

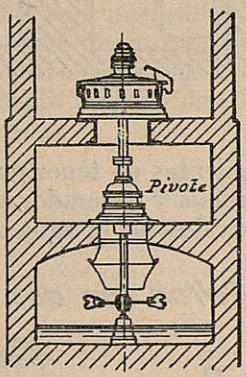


Fig. 437.

la ecuación [9] deducimos la relación entre D_1 y n. Para que n sea grande, D_1 ha de ser pequeño; y dadas las dimensiones del chorro y de las cazoletas deducidas de las relaciones [11], puede resultar difícil o imposible el adaptar estas cazoletas a la rueda de diámetro D. Entonces, en vez de un inyector, se ponen dos. En este caso, la sección de los dos tiene que ser igual a la de uno en el caso de inyector único; la relación de los diámetros será, pues, $\frac{1}{\sqrt{2}}$. Con este diámetro de chorro se ve si la relación $\frac{d_1}{D_1}$ es la más favorable. Esta relación se aproxima a $\frac{1}{10}$.

Si aun con dos inyectores no se consigue el número de revoluciones deseadas, se disponen tres y hasta cuatro. Pero hay que tener en cuenta que esta multiplicación de inyectores, cada uno con su disposición de enlace con el regulador de la turbina, aumenta las dificultades de construcción.

La turbina Pelton es corrientemente de eje horizontal, como indica la figura 406; y para recoger el agua proyectada por los rodetes se encierra en una envolvente de chapa.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En casos que pudiéramos considerar excepcionales, se instala la turbina con eje vertical (fig. 437). Esta disposición tiene, respecto a

Turbina Pelton con voladizo accionando un generador elèctrico.

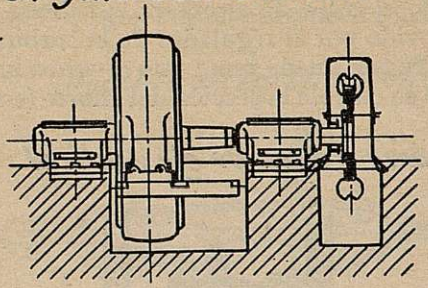


Fig. 438.

la horizontal, los inconvenientes de tener gran importancia el cojinete soporte del peso de rueda y generador eléctrico, y que hay que adoptar disposiciones para desviar el agua a la salida del rodete y

Turbina Pelton con dos inyectores.

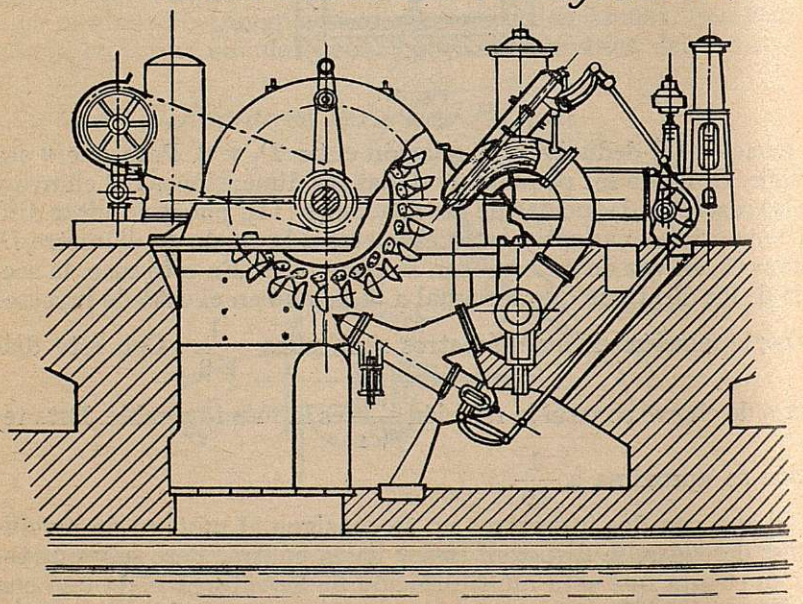


Fig. 439.

evitar que la que salta hacia arriba vuelva a caer sobre las ruedas.

Una ventaja de las Pelton de eje vertical es que aprovechan más

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

el salto. Si son de eje horizontal, se colocan sobre el piso de la casa de máquinas, y éste tiene que quedar más alto que el nivel máximo de riadas. Al ser de eje vertical, la turbina Pelton puede colocarse por debajo del nivel de la casa de máquinas, desperdiciándose así menos altura, puesto que no se aprovecha la que existe entre el inyector y el nivel del desagüe. Además, requiere menos superficie en planta de la casa de máquinas.

Lo corriente es que la turbina de eje horizontal tenga dos cojinetes de apoyo de éste inmediatos a ella. Sin embargo, cuando la turbina Pelton está acoplada directamente a un generador eléctrico es frecuente el caso de montarla en voladizo, como indica la figura 438. Y en otros en los que para aumentar el número de revoluciones conviene que dos turbinas accionen a un generador sobre el mismo eje, pueden aquéllas montarse en voladizo, una a cada lado del generador, quedando así el eje apoyado sólo en dos cojinetes.

La figura 439 representa una turbina Pelton, con dos inyectores y deflectores de chorro.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XXIV

TUBO DE ASPIRACION. EROSION Y CORROSION

Tubo de aspiración en las turbinas de reacción.—Hemos dicho al principio de esta sección que el tubo de aspiración sirve de enlace entre la turbina y el desagüe, y para aprovechar, además, el salto entre los dos. Al tratar del rendimiento hidráulico de las turbinas, refiriéndonos a la figura 407 *a*, y aplicando el teorema de Bernouilli entre los planos *cd* y *tx*, hemos encontrado la ecuación:

$$\frac{{c_2}^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + H_s = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v'^2}{2g} + \zeta_2 \qquad [3]$$

en la que

c_2 es la velocidad de salida del agua del rodete.
p_2, la presión en la » » »
p_a, » atmosférica.
v', la velocidad en el canal de desagüe.
ζ_2, la pérdida de carga en el tubo.
H_s, distancia vertical entre la salida del agua del rodete y el nivel del desagüe; la llamamos altura estática del tubo de aspiración.
γ es el peso de la unidad del volumen del agua.

Todos los términos de la ecuación [3] son magnitudes lineales, y para simplificar podemos poner

$$\frac{p_2}{\gamma} = h \qquad \frac{p_a}{\gamma} = h_a$$

y resulta

$$\frac{{c_2}^2}{2g} + h + H_s = h_a + \frac{v'^2}{2g} + \zeta_2 \qquad [12]$$

Realmente, la altura h representativa de la presión en el origen del tubo o salida del agua del rodete se desdobla en la piezométrica, que designaremos por h', más la tensión del vapor de agua, que llamaremos h_t. Se convierte así la ecuación anterior en

$$\frac{{c_2}^2}{2g} + h' + h_t + H_s = h_a + \frac{v'^2}{2g} + \zeta_2 \qquad [13]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Notamos ahora que la energía debida a la velocidad de salida del rodete $\left(\frac{c_2^2}{2g}\text{ kgm por cada kilogramo de agua}\right)$ no es a energía totalmente perdida. Lo que se pierde es la debida a la velocidad $v'\left(\frac{v'^2}{2g}\right)$, más la de la pérdida de carga ζ_2. En el tubo se recupera la energía

$$\frac{c_2^2 - v'^2}{2g} - \zeta_2$$

Nos conviene, pues, en aquél disminuir v' abocinándolo hacia la salida, y también ζ_2, haciendo las paredes del tubo lo más lisas posible.

Si ponemos

$$\frac{\frac{c_2^2 - v'^2}{2g} - \zeta_2}{\frac{c^2}{2g}} = \rho \qquad [14]$$

a esta expresión ρ la llamamos rendimiento del tubo de aspiración. Este rendimiento es menor que la unidad. No puede llegar al límite de $\rho = 1$, porque entonces tendrá que verificarse que $\frac{v'^2}{2g} + \zeta_2 = 0$, lo que no puede ser. Para que tenga lugar $\rho = 0$ resultaría

$$\frac{c_2^2}{2g} = \frac{v'^2}{2g} + \zeta_2$$

lo que tiene lugar en los tubos cilíndricos, en los que las velocidades c_2 y v' son iguales, salvo la pérdida de carga.

Introduciendo el valor de ρ de la ecuación [14] en la [13], tenemos

$$h' + h_t + H_s = h_a - \rho \frac{c_2^2}{2g}$$

de donde

$$H_s = h_a - h' - h_t - \rho \frac{c_2^2}{2g} \qquad [15]$$

Vemos, pues, que la altura estática del tubo de aspiración depende: 1.º De la altura h_a representativa de la presión atmosférica en el lugar de la instalación de la turbina; a medida que h_a disminuye, disminuye también H_s. 2.º De la mínima presión admisible h' a la salida del rodete. Cuanto mayor valor se admita para h', menor altura será la de H_s. 3.º De la tensión h_t del vapor de agua que aumenta con la temperatura, y con ello disminuye H_s. 4.º De la velo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Turbina Francis doble de eje horizontal y cámara abierta

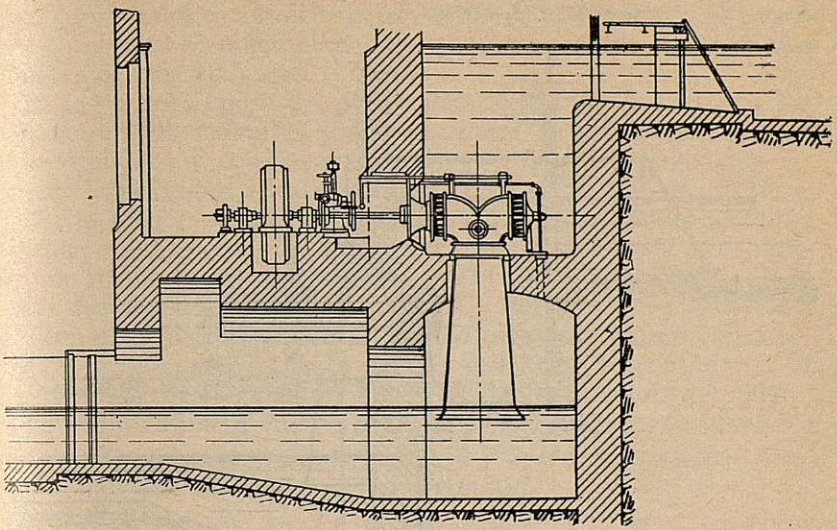


Fig. 440.

cidad c_2 de salida del agua del rodete. Al aumentar ésta en las turbinas modernas, a igualdad de los demás elementos que figuran en el segundo miembro de la [15], disminuye la altura H_s. 5.º Del rendimiento del tubo de aspiración ρ. Al aumentar ρ disminuye H_s. Y ρ aumenta disminuyendo la velocidad v' de la salida del tubo y disminuyendo las pérdidas de carga.

Los valores de h_a son los siguientes, con un error de $\pm$ 5 por 100, según varíe la presión barométrica media:

Altitud sobre el nivel del mar.....	0	500	1 000	2 000
Presión barométrica media en mm de mercurio.....	760	716	674	598
Altura equivalente de columna de agua h_a en m.....	10,3	9,7	9,2	8,1

La tensión h_t del vapor de agua en metros de altura de ésta tiene los siguientes valores en función de la temperatura:

Temperatura del agua.....	5°	20°	40°	60°	80°	100°
Valor de h_t en metros de agua.....	0,09	0,24	0,75	2,02	4,82	10,3

Como la temperatura del agua es corrientemente inferior a 20º, este término h_t tiene escaso valor.

La presión h' a la salida del rodete no puede ser nula, ni siquiera tener valores exiguos. Al disminuir excesivamente dicha presión, se producen en ciertos espacios de menor presión relativa desprendimientos de parte del aire disuelto en el agua, aire que tiene las

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Turbina Francis horizontal en cámara abierta, codo exterior á la cámara.

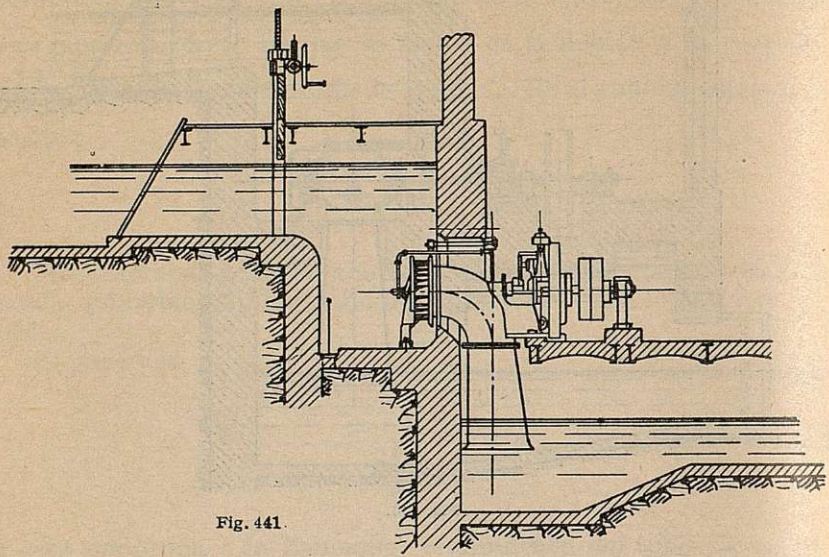


Fig. 441.

Turbina horizontal doble frontal, cámara cerrada cilíndrica

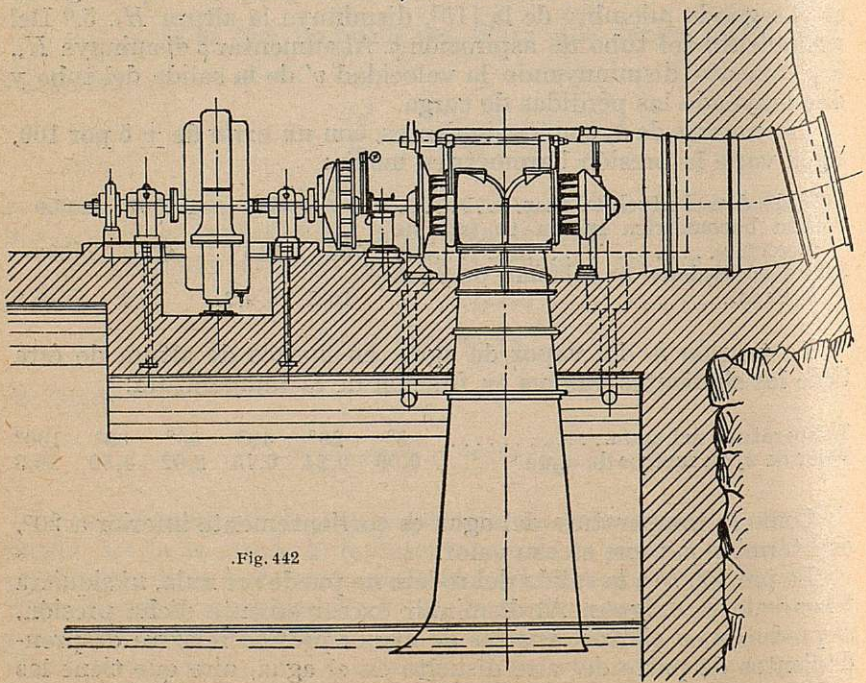


Fig. 442

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

propiedades oxidantes del oxígeno naciente, e intensas corrosiones que destruyen los elementos metálicos contiguos (rodete, tubo, etc.). A qué límite se debe admitir dicha disminución de presión es punto que aún no está bien estudiado. De este fenómeno de corrosión nos ocuparemos más adelante.

En la primera época del perfeccionamiento de las turbinas, los constructores dedicaron su preferente atención a conseguir su mejor rendimiento y considerando como pérdida la energía que representa la velocidad de salida del agua del rodete; a fin de que fuese aquélla la menor posible, se procuraba que dicha velocidad fuese reducida; y así se obtenían turbinas de gran diámetro y escaso número de revoluciones. En estos casos el tubo de aspiración era de sección casi constante y el rendimiento ρ del tubo era muy escaso. Pero con el perfeccionamiento del tubo de aspiración en época reciente y la recuperación de la energía que ahora se consigue en él de parte de la correspondiente a la velocidad c_2 de salida del rodete, se han podido admitir valores grandes para c_2. (En las turbinas rapidísimas Francis, este valor llega a $0{,}40\sqrt{2gH}$; así, para $H = 5$ m, la velocidad será de unos 4 m por segundo.)

Los valores de c_2, mejor dicho, los específicos $\frac{c_2}{\sqrt{2gH}}$ los fija el constructor para cada tipo de turbina, y se hará alguna indicación de ellos en una tabla que pondremos más adelante. Estos grandes valores de c_2 pueden disminuir mucho la altura estática admisible para el tubo de aspiración.

El valor de ρ varía según la forma y dimensiones del tubo de aspiración. Al disminuir v' y ζ_2 aumenta de valor, y con su aumento disminuye la altura H_s.

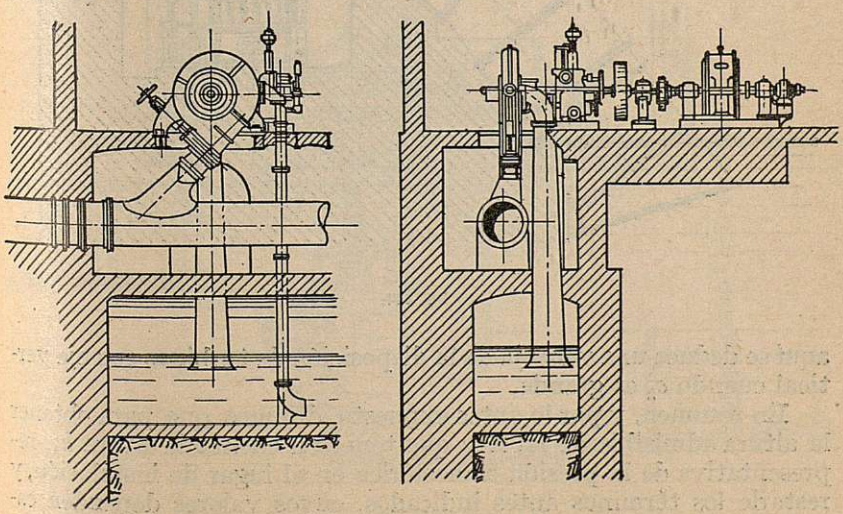


Fig. 443.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se pueden admitir los siguientes valores medios:

Para tubos de aspiración de turbinas de eje horizontal con codos de 90° ..... $\rho = 0{,}40$
Para tubos de aspiración de turbinas de eje vertical con un codo $\rho = 0{,}60$
Para tubos de aspiración del tipo Moody (al que en seguida nos referiremos) ..... $\rho = 0{,}80$

Como se ve, ρ varía del 1 al 2 del caso primero al tercero. Y de

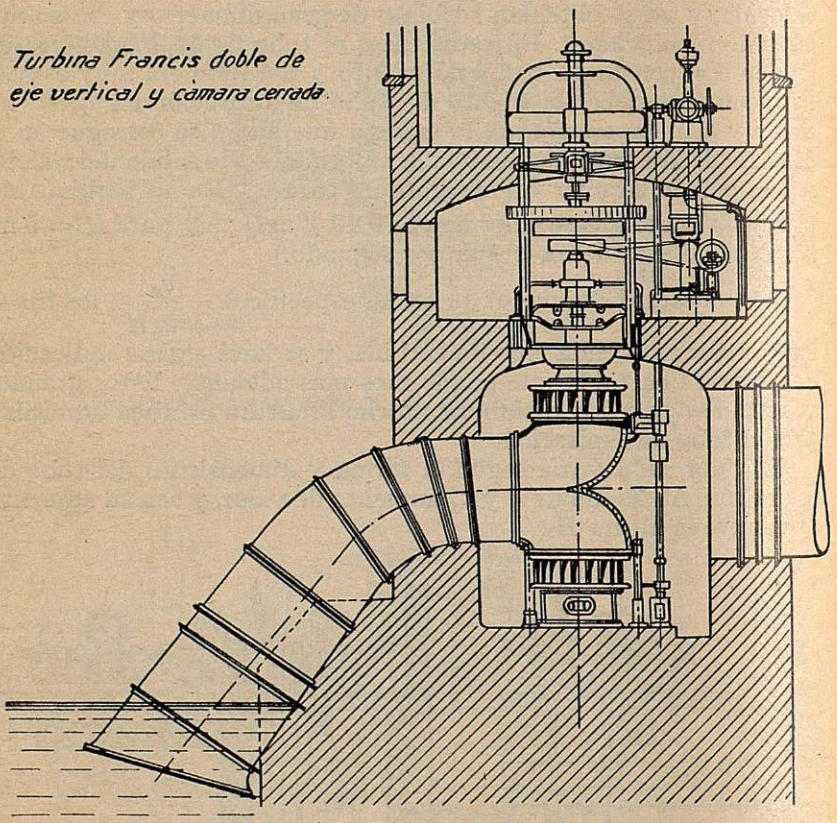


Fig. 444.

aquí se deduce una ventaja de la disposición de turbinas con eje vertical cuando c_2 es grande.

En resumen, y por lo antes expuesto, diremos que para obtener la altura admisible de H_s hay que tener en cuenta la altura h_a, representativa de la presión atmosférica en el lugar de instalación, y restarle los términos antes indicados, cuyos valores dependen especialmente de la velocidad c_2 y del proyecto del tubo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

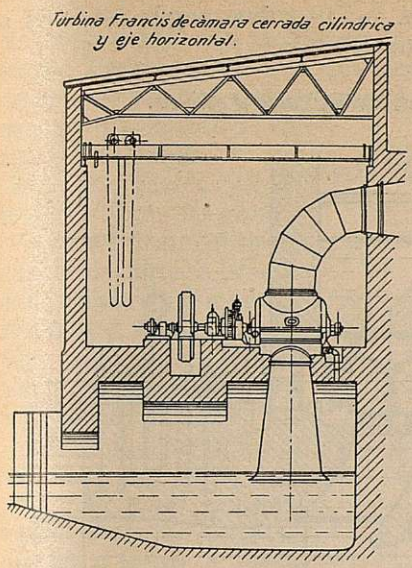
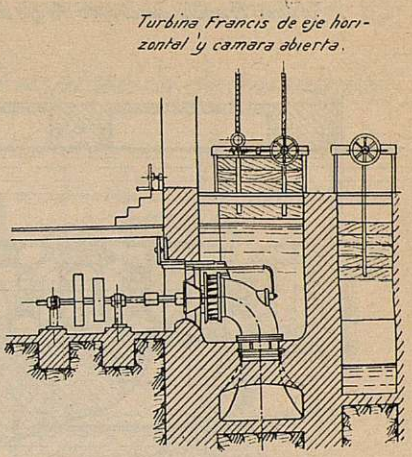


Fig. 445.



Fig, 446.

Por eso antes, con turbinas lentas, se pudo llegar a un valor de $H_s = 7$ m. Pero hoy, con turbinas rapidísimas y más con las hélice, este valor debe quedar por debajo de 4,50 m.

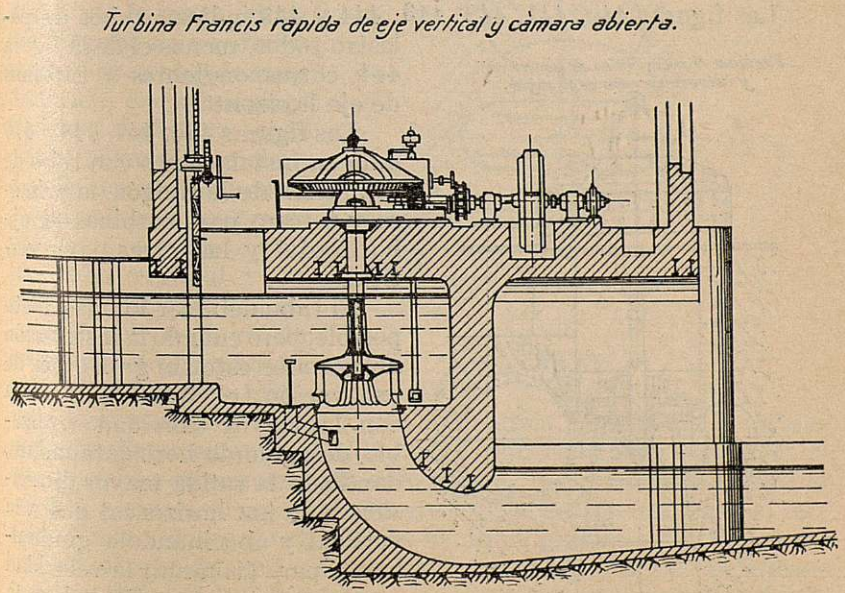


Fig. 447.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Forma del tubo de aspiración. — Los tubos, según los casos, se hacen de palastro o de hormigón.

Turbina Francis cuadruple de eje horizontal y cámara abierta.

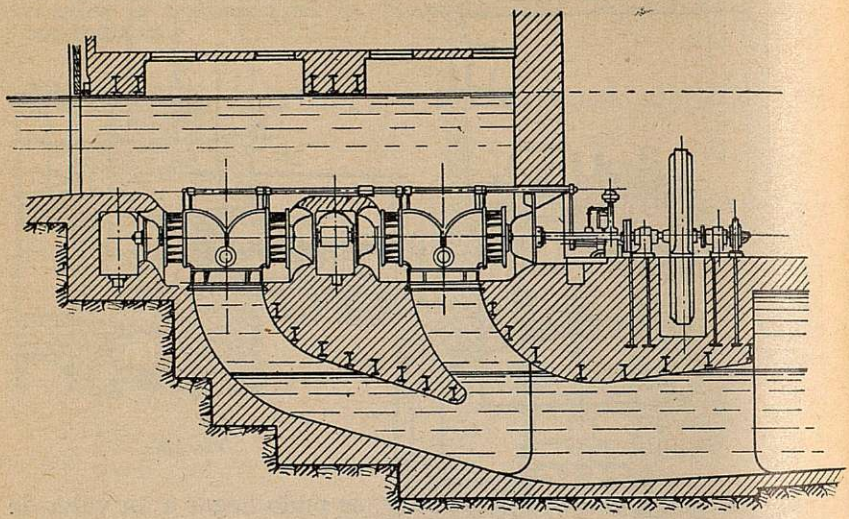


Fig. 448.

Las figuras 440, 441, 442, 443, 444 y 445 indican tubos de palastro todos, menos el de la figura 444, correspondientes a turbinas de eje horizontal.

Turbina Francis rápida de eje vertical y cámara cerrada de hormigón.

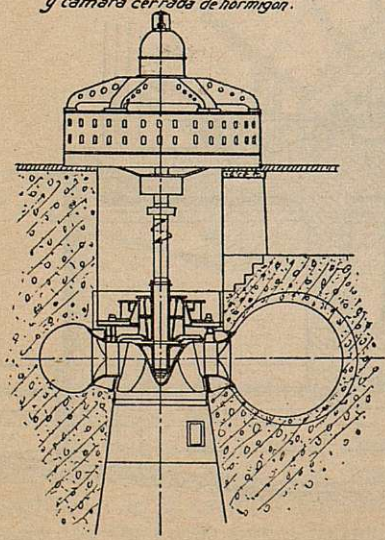


Fig 449

Las figuras 446, 447, 448 y 449 indican instalaciones con tubo de aspiración de hormigón, la primera y tercera para turbinas de eje horizontal y las otras para vertical.

El tubo debe ser lo más recto posible; pero cuando la instalación no permite esto sin gran coste de excavación, el tubo se encorva con la mayor suavidad realizable, desaguando horizontalmente, dando en la salida mayor dimensión a la luz horizontal que a la vertical y abocinándolo gradualmente para disminuir la velocidad residual. La figura 450 indica la sucesiva variación de secciones en

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

el tubo de aspiración moldeado en hormigón. La luz horizontal de la sección 7 corresponde a la que queda entre pilas de las cámaras de desagüe de los diversos grupos. Al disminuir la luz vertical se disminuye el calado de aguas a la salida, y con ello la excavación y coste de la obra. Es condición esencial que el nivel mínimo del agua a la salida del tubo cubra en unos 20 a 30 cm la sección de éste, de modo que cierre hidráulicamente el tubo a la entrada de aire.

Tubo de aspiración de hormigón.

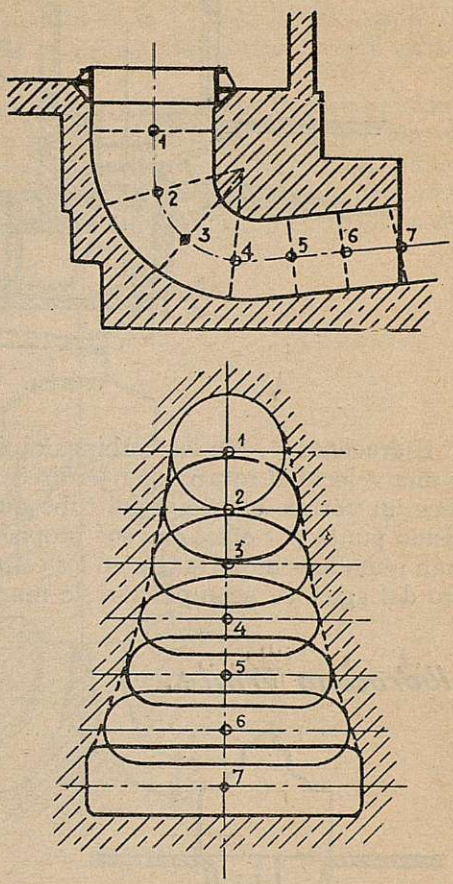


Fig. 450.

No conviene que la conicidad del tubo sea exagerada, pues pudiera separarse el chorro de las paredes y junto a éstas originarse remolinos con disminución de sección útil, pérdidas de carga y corrosiones.

La ley de variación que conviene a la velocidad y, por lo tanto, al radio del tubo en las diversas secciones ha sido muy discutida, pues mientras Belluzzo llega a la ecuación $zr^3 = \text{constante}$, siendo z la ordenada vertical y r el radio de la correspondiente sección circular (tubo vertical y de sección creciente circular), Prasil llega a la $zr^2 = \text{constante}$; ambos se valen de diferentes hipótesis. Las casas constructoras, con su práctica, podrán dar la ley experimental conveniente en cada caso. Lo que sí debemos observar es que a medida que aumenta la velocidad c_2, con el fin de recuperar la energía, conviene disminuir bastante la v'; es decir, ensanchar la sección; y como este ensanchamiento ha de ser gradual y con escasa conicidad, el tubo de aspiración en las turbinas rápidas, y especialmente en las hélice, ha de ser de más longitud que en las otras turbinas menos rápidas. Así, por ejemplo, en la figura 451, la línea continua in-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

dica el tubo de aspiración de una turbina Francis Normal y la de trazos la de otra hélice.

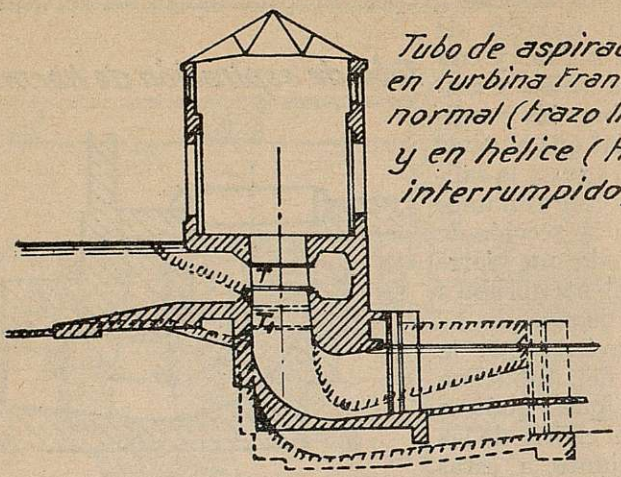


Fig. 451.

Hidroconos. — En las turbinas rápidas, al salir el agua animada de una velocidad rotativa, en la dirección del eje del rodete se establece un vórtice en el eje del tubo que tiende a permanecer en el mismo punto por efecto de sus propiedades giroscópicas. Se producirán remolinos importantes en los cambios de dirección, y el mismo giro del agua va acompañado de remolinos, que no solamente re-

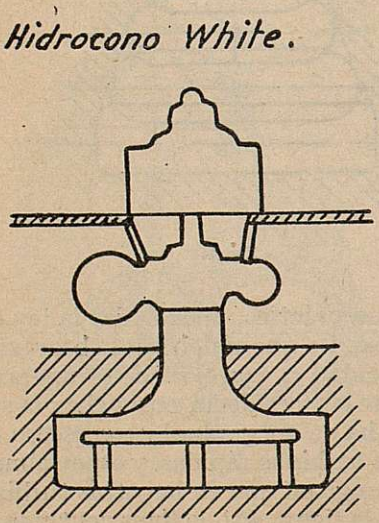


Fig. 452.

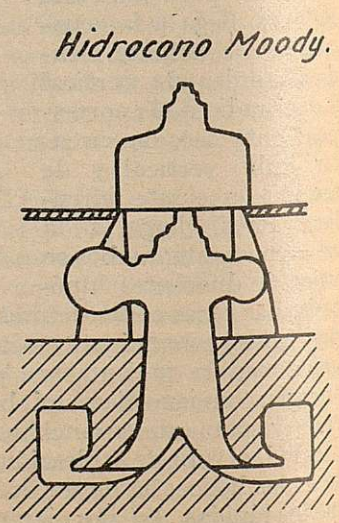


Fig. 453.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ducen la sección de desagüe del tubo, sino que puede ocurrir que el agua en la sección horizontal del mismo tome parcialmente dirección opuesta a la debida.

Con el fin de evitar en lo posible estas pérdidas, han ideado en Norteamérica la disposición llamada *hidrocono* para turbinas de eje vertical. Los dos modelos hasta ahora empleados son el tipo White (fig. 452) y los Moody, que se representan en las figuras 453 y 454. El White se instaló en la Central de El Carpio (España) y parece ha entrado ya en desuso dicho tipo, y está en boga el Moody.

Se trata de conseguir con estas disposiciones la disminución de la velocidad residual v' con el aumento gradual de la sección; y al mismo tiempo que al alejarse paulatinamente del eje el filete líquido disminuya la velocidad angular (en razón inversa del cuadrado del radio) y también la componente tangencial en razón inversa

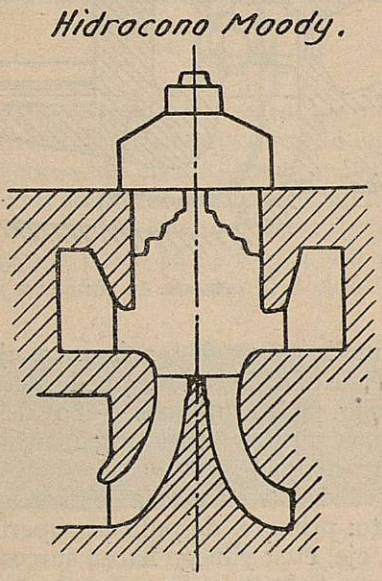


Fig. 454.

del radio. Así, las moléculas líquidas llegan a la cámara inferior con muy escasa velocidad y la pérdida de carga por cambio de dirección es pequeña. Con la disposición de la figura 454 se consigue mayor garantía de evitar la formación de la cavidad interior en la vena líquida.

La casa Voith (de turbinas alemanas) no emplea el hidrocono y sí, en cambio, la disposición que se indica en la figura 455, en la que los tabiques colocados en el tubo guían los filetes en la dirección de éste, cortando así el giro de que están animados a la salida del rodete.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se pretende que con el empleo del hidrocono en general, y especialmente del Moody, se gana del 1 al 4 por 100 de rendimiento en admisiones de media a plena carga. Pero el empleo de aquella dis-

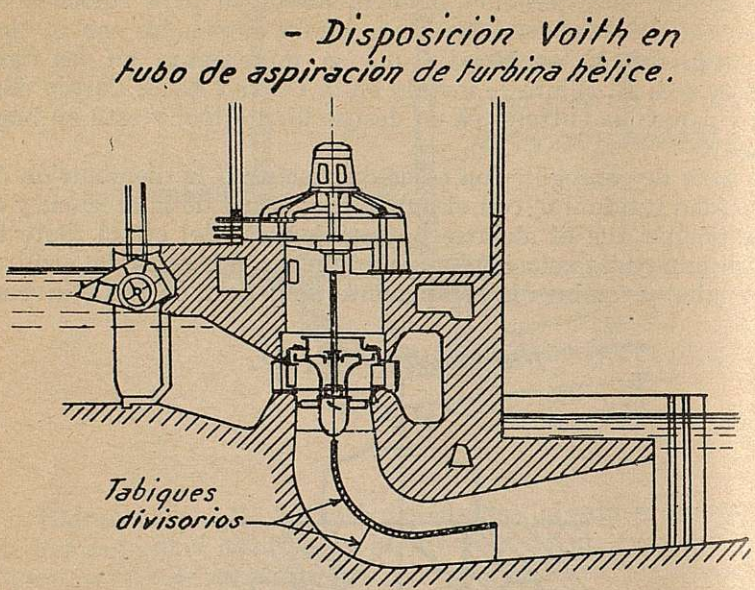


Fig. 455.

posición requiere mucha mayor distancia entre ejes de grupos y un aumento de longitud de edificación que puede alcanzar el 50 por 100.

Erosión y corrosión de las turbinas. — Los desgastes que se originan en las turbinas pueden tener origen mecánico (erosión), u origen químico (corrosión).

La acción erosiva de las sustancias extrañas contenidas en el agua hacen el efecto: primero, de pulir la superficie de los álabes, tubo de aspiración, eje, etc.; y luego hacen surcos en el metal hasta que se desgasta éste en todo su espesor. Las partes desgastadas quedan lisas y se distinguen fácilmente de las que sufren los efectos de la corrosión.

La corrosión es consecuencia de un defecto de proyecto de la turbina. La práctica ha demostrado claramente que donde hay curvas agudas, en donde se produce separación de la vena líquida de la parte metálica, o cavidades formadas en la superficie del metal o desigualdades a causa de solapes, roblones, etc., junto a estas desigualdades o inmediatamente después de la parte en donde se estrangula la vena líquida, se producen las corrosiones. También se ha visto que cuando es arrastrado en gran cantidad aire por el agua, la corrosión de las turbinas se presenta con intensidad, especialmente cuando se abusa de la altura del tubo de aspiración, o cuando,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

por deficiencias del proyecto de las turbinas, o por trabajar éstas a menor régimen que el normal, no se aplica la vena líquida al metal, sino que deja espacios que son asientos de remolinos.

El metal corroído tiene la apariencia de una esponja con superficie muy irregular, y las cavidades que produce la corrosión atraviesan a veces todo el álabe.

El análisis químico de las superficies corroídas demuestra que el metal ha sido oxidado. En rodetes hechos de bronce o de otra aleación, en las partes corroídas se comprueban variaciones de com-

Fig. 456.

posición. La superficie corroída del metal se presenta como la de un terrón de azúcar incompletamente disuelto en el agua (fig. 456).

La teoría de la corrosión citada, como generalmente se acepta, es que el agua, al pasar sobre cualquier desigualdad o cambio brusco de dirección o estrangulación que sea causa de que la vena líquida con la velocidad debida no se adhiera al metal y se produzcan remolinos con escasa presión; es decir, allí donde se produce una de-

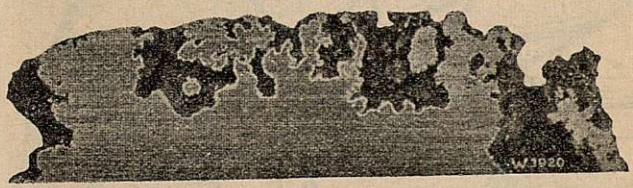


Fig. 456 bis.

presión, en ellos el oxígeno del aire, que lleva siempre en disolución el agua, se desprende primero y ataca rápidamente la superficie del metal, formando una película de óxido que en gran parte es arrastrado nuevamente por el agua.

A medida que la corrosión aumenta el espacio de la cavidad continúa aquélla más activamente, hasta que el álabe es corroído en todo su espesor.

Lo que parece poner en evidencia la influencia del daño de la excesiva aspiración es el hecho siguiente: de dos turbinas de la misma potencia, utilizando la misma agua y funcionando la una por aspiración y la otra como turbina de acción, la primera se ha desgastado en algunos meses, mientras que la segunda no presentaba

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ninguna señal de corrosión después de varios años de funcionamiento.

La figura 457 representa un rodete de Central española corroído en menos de dos años.

Al tratar del tubo de aspiración, hemos encontrado la fórmula [15]:

$$H_s = h_a - h' - h_t - \rho \frac{{c_2}^2}{2g}$$

en la que H_s es la altura estática del tubo de aspiración; h_a, la representativa de la presión atmosférica; h', la presión, a la salida del rodete, o sea en lo alto del tubo de aspiración;

$$\rho = \frac{\frac{{c_2}^2 - v'^2}{2g} - \zeta_2}{\frac{{c_2}^2}{2g}}$$

es lo que llamamos rendimiento del tubo de aspiración; c_2 es la velocidad absoluta del agua a la salida del rodete, y v', la velocidad a

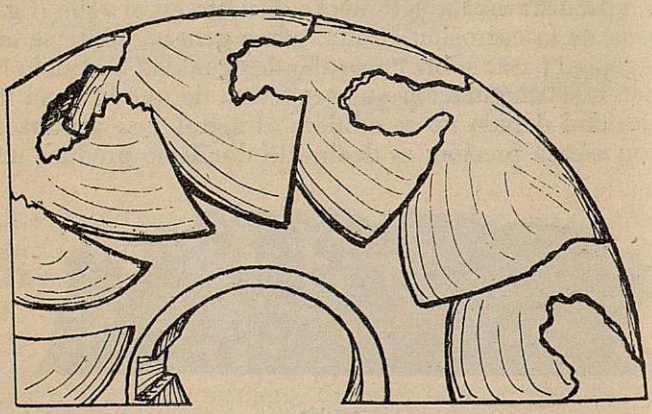


Fig. 457.

la salida del tubo de aspiración, y ζ_2, la pérdida de carga en el tubo. De esta igualdad se saca, despreciando h_t por ser muy pequeño,

$$h' = h_a - H_s - \rho \frac{{c_2}^2}{2g}$$

Siendo evidentemente la corrosión originada por la depresión, es decir, por el escaso valor de h', vemos que este valor disminuye:

1.º Con el valor h_a, que depende, como sabemos, de la altitud

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

del lugar (véanse los valores que indicamos al tratar del tubo de aspiración).

2.º Con el aumento de H_s. Este valor, al hacer el proyecto, está en nuestra mano el darle el conveniente para que h' no sea muy pequeño.

3.º Con el aumento de ρ, es decir, que cuando más rendimiento tenga el tubo de aspiración, o sea cuando mayor valor tenga c_2, menores valores v' y ζ_2, será más pequeño n'.

4.º Con la velocidad c_2. Es decir, que cuando más rápidas sean las turbinas, mayor será c_2 y menor h'.

Elegido el tipo de turbina, y fijado el valor de c_2, y teniendo en cuenta que para el mejor aprovechamiento de la energía nos conviene que ζ_2 sea lo menor posible, así como v', no nos queda más solución para que h' no sea excesivamente pequeño que disminuir H_s. Y así en las turbinas rapidísimas, y especialmente en las hélice, este valor no debe pasar nunca de 4 m, y oscila entre 2 y 4.

Algunas casas han tratado de corregir la depresión h' que se forma en el respaldo de los álabes, agujereando éstos y tratando de igualar así la presión entre las dos caras de los álabes, o dando entrada al aire en lo alto del tubo. Pero ninguna de estas soluciones dió buenos resultados. Se retarda la corrosión haciendo los rodetes de bronce; pero esto es caro y queda siempre la posible corrosión en las otras partes de la turbina (tubo de aspiración, álabes, cubiertas, etc.).

En Norteamérica se suele determinar el límite del número de

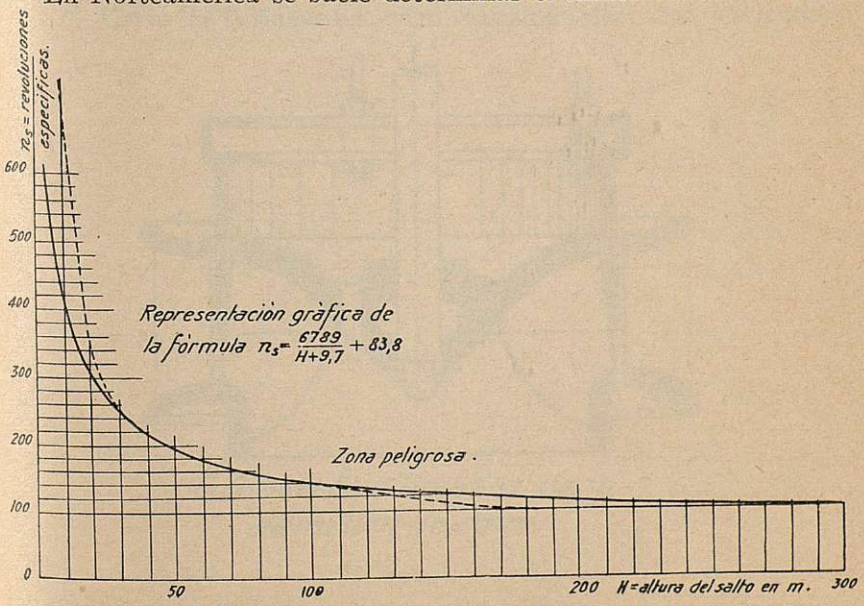


Fig. 458.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

revoluciones específicas n_s en función de la altura H del salto por la siguiente fórmula, traducida ya a medidas métricas:

$$n_s = \frac{6\,789}{H + 9{,}7} + 83{,}8$$

Esta fórmula se representa gráficamente en la figura 458. Entrando en ella con los valores de n_s y H, si el punto cae por encima de esta curva, la corrosión se presentará. Por datos experimentales se ha corregido algo esta curva con la de trazos.

No se ha llegado a una fijación del valor mínimo que debe adoptarse para h'. Este es asunto que ocupa la atención de las casas constructoras, que se vieron sorprendidas por el citado fenómeno al construir y montar turbinas de mucho número de revoluciones específicas, y ha originado graves quebrantos en la explotación de algunas centrales, en las que al corroerse los rodetes hay que desmontarlos y rellenar con soldadura autógena la parte corroída y alisarla, lo que representa gastos y entorpecimientos de mucha consideración. Además, antes de llegar a este caso extremo, la turbina disminuye considerablemente de rendimiento, por los remolinos, fugas de agua, choques de filetes líquidos, vibraciones, etc., que origina el indicado fenómeno de cavitación y corrosión.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XXV

REGULACION DE LAS TURBINAS. RANGUAS

Regulación de las turbinas.—La regulación de las turbinas tiene dos objetos:

1.º Debe poderse regular la turbina para que pueda adaptarse a trabajar con diversos caudales; de lo contrario, al disminuir el caudal, conservando la turbina la misma sección de admisión completa, el nivel en la cámara empezará a bajar en seguida, hasta una cierta altura, en la que se equilibre el caudal disponible, con el que atraviese la turbina con la carga que con dicha altura se obtenga. Como consecuencia de dicho descenso, la potencia de la turbina disminuirá. Por lo tanto, debe proveerse de una disposición para poder disminuir la sección de admisión, para que así el salto permanezca constante.

2.º Como las turbinas accionan máquinas eléctricas destinadas

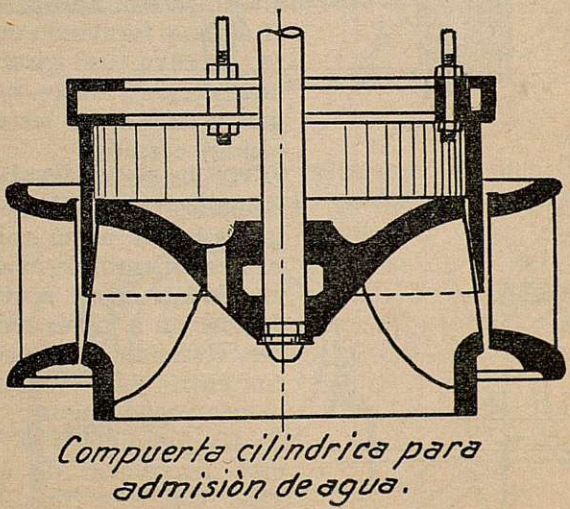


Fig. 459.

al suministro de luz y fuerza, conviene que el número de revoluciones de aquéllas sea constante, para que lo sea igualmente el voltaje

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

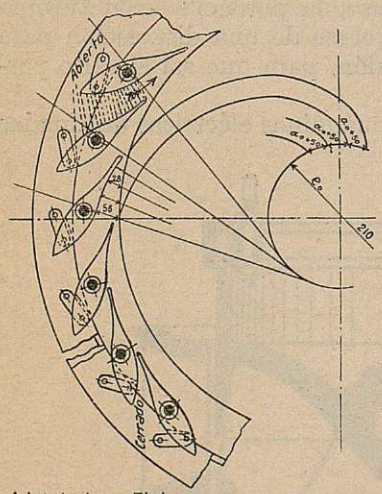
de la corriente y el número de períodos de ella, que determina el número de revoluciones de los motores. Por ello debe poderse adaptar la turbina a las diferentes cargas, permaneciendo constante el número de revoluciones; y esto puede conseguirse, o bien frenando la turbina al aumentar el número de éstas para consumir la energía sobrante, o lo que es corriente, haciendo que el regulador disminuya la admisión al aumentar el número de revoluciones o la abra al disminuir éstas.

Antes se disponía a dichos objetos una válvula en el tubo de aspiración, o se obturaba en la parte del distribuidor por un anillo o cilindro (fig. 459), que se desliza por fuera del distribuidor o por dentro, entre éste y el rodete, disminuyendo así la altura de la lámina de agua que puede entrar en él.

Pero estas disposiciones tienen el inconveniente de reducir el rendimiento de la turbina y además producir remolinos, que pueden acarrear un rápido deterioro de aquélla, como diremos al tratar de las corrosiones.

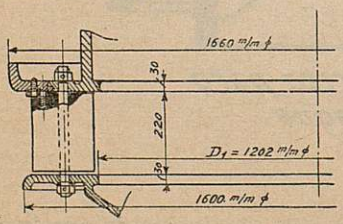
Los sistemas de regulación de agua en las turbinas de reacción han quedado reducidos al que a continuación señalamos.

Regulación Fink. — Consiste en una disposición en virtud de la cual cada álabe del distribuidor puede girar una cierta cantidad angular alrededor de un eje que lo atraviesa. Este eje puede ser fijo a las paredes del distribuidor y girar el álabe, y esto es lo más corriente en turbinas de cámara abierta, o estar el eje fundido con el álabe y formando una sola pieza, en cuyo caso giran solidariamente eje y álabe, y esto es lo que se dispone en las turbinas de cámara cerrada.



Distribuidor Fink.

Todos estos álabes quedan articulados por medio de palanquetas y bielas a un anillo general es movimiento, de modo que moviendo éste en un sentido u otro de mueven a la vez todos los álabes, abriendo o cerrando el espacio entre ellos y dando más o menos paso al agua.



Figuras 460 *a* y 460 *b*.

La figura 460 *a* representa una disposición de álabes móviles con ejes fijos, la primera indicada. En la parte superior los álabes están abiertos; en la inferior, cerrados. En la figura 460 *b*, parte superior izquier-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

da, se ve el anillo general de movimiento que lo da a los álabes. La figura 461 indica una disposición de álabes y ejes solidarios.

Transmisión de movimiento al distribuidor.

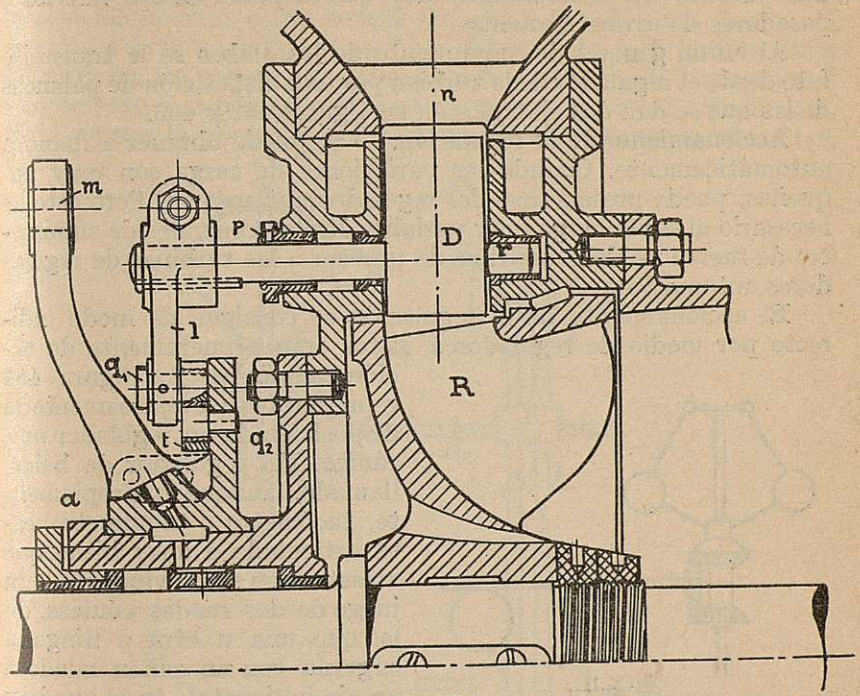
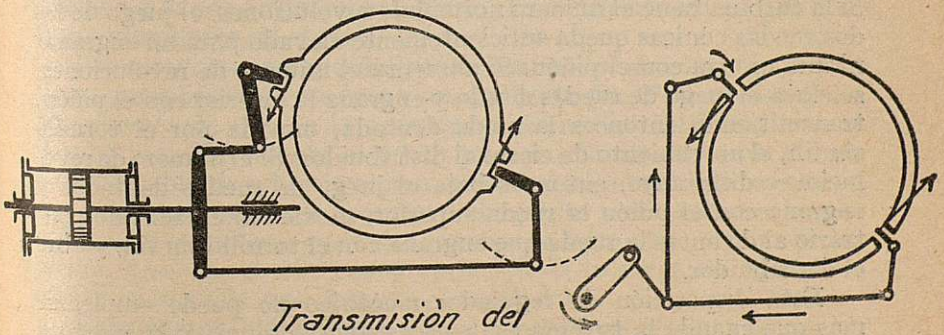


Fig. 461.

Los ejes atraviesan la cubierta, evitándose la fuga de agua con prensa-estopas *p*. Estos ejes están unidos al anillo general *a* por



Transmisión del movimiento del servomotor al distribuidor.

Fig. 462.

Fig. 463

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

juego de bielas. La ventaja de esta disposición es que todo el mecanismo del movimiento de los álabes queda fuera de la cámara; no estando expuesto a los efectos de la corriente de agua, se conserva mejor. Tiene el inconveniente de mayor complicación, lo que encarece la construcción. Además, al suprimir los ejes fijos a la cubierta de la primera disposición, en la segunda, para enlazar las dos paredes del distribuidor, hay que disponer en éste nervios o pasadores de arriostramiento.

Al anillo general de movimiento de los álabes se le transmite éste desde el regulador de la turbina por una disposición de palancas de las que se dan dos ejemplos en las figuras 462 y 463.

Accionamiento de la regulación. — Se puede obtener a mano o automáticamente. Cuando las variaciones de carga son muy pequeñas, puede prescindirse del regulador automático. Pero éste es necesario al ser la carga muy variable. En las Centrales de suministro de fuerza no debe omitirse de proveer a las turbinas de reguladores automáticos.

El accionamiento de la regulación se consigue de modo indirecto por medio de reguladores. Estos eran primeramente de acción mecánica. La figura 464 representa esquemáticamente la disposición de un regulador mecánico. Un regulador de bolas, llamado, aunque impropiamente, tacómetro o taquímetro, está articulado a unas bielas que arrastran en su movimiento a un juego de dos ruedas cónicas, de las que una u otra o ninguna engrana con un piñón calado a un eje horizontal, en el que hay un tornillo sin fin que engrana a su vez con una rueda dentada que al girar en un sentido u otro mueve al distribuidor de la turbina, abriéndolo o cerrándolo. Si la turbina tiene el número normal de revoluciones, el juego de las dos ruedas cónicas queda suficientemente elevado para no engranar ni una ni otra con el piñón. Si aumenta el número de revoluciones, se eleva el juego de ruedas citado y engrana la inferior con el piñón, transmitiendo entonces la rueda dentada, movida por el tornillo sin fin, el movimiento de cierre al distribuidor. Si el número de revoluciones disminuye, entonces baja el juego de ruedas dentadas y engrana con el piñón la rueda superior, moviendo en sentido contrario al de antes la rueda que engrana con el tornillo sin fin, y abre el distribuidor.

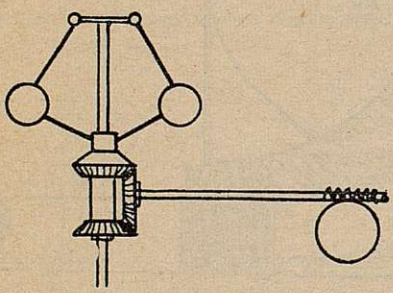


Fig. 464.

Esta disposición de regulador mecánico no puede emplearse más que cuando la turbina es de escasísima potencia y la apertura o cierre del distribuidor no requiere más esfuerzo que el que puede transmitir directamente el mecanismo centrífugo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Pero en la generalidad de los casos se necesita más esfuerzo y hay que acudir a otras disposiciones indirectas en que el mecanismo centrífugo mande a otra fuerza que puede proceder de la misma turbina directamente por disposición mecánica, o de un líquido a presión. La figura 465 indica una mecánica. En ella el eje *d* del piñón lleva una tuerca *f* que se desplaza según el movimiento de aquél. Esta tuerca tiene una horquilla para arrastrar las correas *g* y *h*. En la posición normal, estas correas abrazan a la polea loca *i* colocada en un eje *m* movido por la turbina. Al moverse la horquilla hacia la izquierda, la correa *g* se traslada a la polea fija *j* y transmite el movimiento a la polea *l* calada al eje *n* que manda al distribuidor. Si se mueve la horquilla hacia la derecha, la correa *h* cruzada se

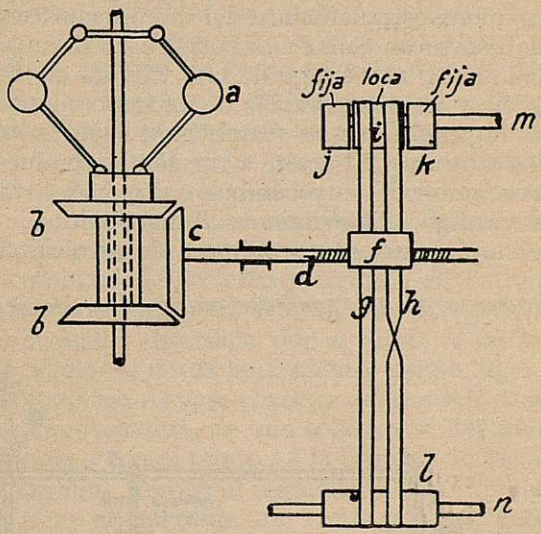


Fig. 465.

traslada a la polea fija *k* y transmite el movimiento, en sentido contrario al anterior, al eje *n*.

Estos reguladores mecánicos, de los que se emplearon muchos tipos, cumplieron en su época un excelente fin. Pero tenían el inconveniente de que en la apertura o cierre del distribuidor no se llegaba inmediatamente al punto preciso que correspondía al caudal que había de admitirse para conservar el número de revoluciones exigido, sino que se excedía dicho punto y el regulador funcionaba en movimiento pendular, hasta conseguir por último la admisión deseada, si una nueva variación de la carga no hacía funcionar en seguida nuevamente el regulador.

Reguladores hidráulicos. — Los reguladores mecánicos fueron sustituídos por los hidráulicos, en que se aprovechaba la presión del agua de la tubería de la Central o se producía por una bomba accio-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

nada por la turbina, y dicha presión movía un servomotor que a su vez accionaba el distribuidor. Es decir, el regulador era análogo al de presión de aceite, que indicaremos a continuación. Pero la suciedad del agua hacía que los reguladores funcionasen deficientemente. Y por ello fueron sustituídos por los de presión de aceite, que son los usados en la actualidad.

Reguladores de aceite. — En esencia éstos consisten en el clásico regulador de bolas o tacómetro, que mueve en un sentido o en otro una válvula de distribución que dirige el aceite a presión (10 a 15 atmósferas) hacia una cara u otra del émbolo del servomotor, moviendo, en un sentido o en el contrario, dicho émbolo, cuyo vástago abre o cierra el distribuidor de la turbina.

La figura 466 indica un esquema de un regulador por presión de aceite. Se compone esencialmente del mecanismo centrífugo o tacómetro, que mueve un collar *C*, al que va unida una palanca que está articulada en *B* al vástago de una válvula de distribución de aceite a presión, y en *A* a la varilla de un freno o amortiguador llamado por los ingleses *Dash-pot* (también se suele llamar entre nosotros válvula catarata). El aceite a presión es conducido a una cámara del servomotor *K*, cuyo émbolo, al moverse, transmite, por medio de un vástago, el movimiento al distribuidor.

Si, por ejemplo, aumenta el número de revoluciones de la tur-

Esquema de un regulador automàtico de velocidad.

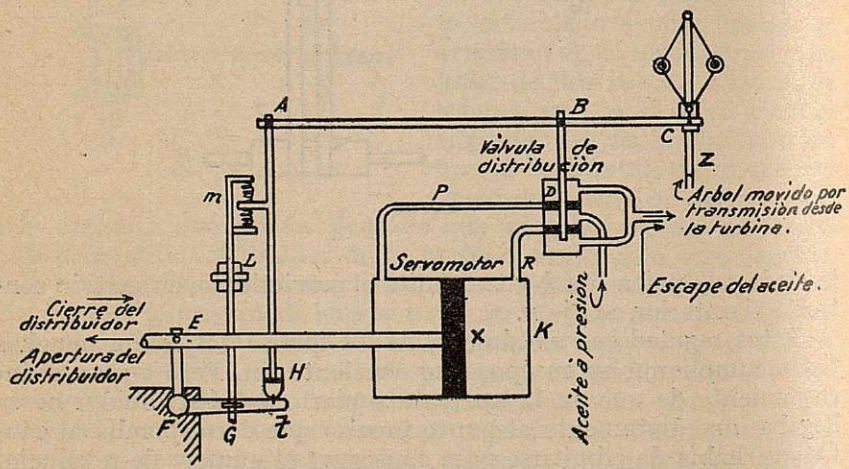


Fig. 466.

bina, por disminuir la carga del alternador, el tacómetro eleva el collar *C*, la palanca *AB* bascula alrededor de *A* y arrastra la varilla *BD*, y la válvula de distribución, dando entrada al aceite a presión por la tubería *p* a la cámara de la izquierda del servomotor, mientras que la cámara de la derecha se pone en comunicación por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la tubería *R* con el escape del aceite. El émbolo del servomotor se mueve de derecha a izquierda y cierra el distribuidor.

Pero al mismo tiempo la palanca angular *EFG*, que está unida en *E* a la barra que mueve el distribuidor, gira alrededor de *F* y baja la varilla *GL*, la que a su vez hace descender la *AH*, y con ello el punto de giro *A* que arrastra a la palanca *AC* y baja a su vez el punto *B*, y con él la válvula de distribución, deteniendo la continuación del movimiento del distribuidor. Si en esta primera etapa no se ha conseguido la admisión requerida para conservar constante el número de revoluciones, se repetirá el funcionamiento de modo análogo, y así la posición final se consigue por medio de pequeños movimientos sucesivos como el indicado.

Si deseamos que la turbina dé un cierto número normal de revoluciones, para éste, el tacómetro tendrá una cierta posición: la válvula, cuando la turbina dé dicho número normal de revoluciones, ha de quedar en la posición de la figura 466, cerrando los émbolos las tuberías *P* y *R*; por lo tanto, la posición del punto *B* queda determinada, y el punto *A* debe quedar en la intersección de la recta *BC* con *HN*. Pero como la posición del émbolo del servomotor, que, como hemos dicho, manda al distribuidor de la turbina, ha de variar según el grado de apertura de éste, y, por lo tanto, la palanca angular *EFG* cambiará de posición y con ella el punto *t* de su articulación con la varilla *ANt*, resultará que la distancia *At* variará, y esta variación queda absorbida por el freno *H* o *Dash-pot*. De modo que si el regulador actúa lentamente, dando lugar a que a la par que varía la longitud *At* pase el aceite del freno *H* de un compartimiento a otro directamente, de una sola vez se llegará con el émbolo del servomotor y con el punto *t* a la posición requerida del distribuidor de la turbina. Pero si el regulador actúa rápidamente, entonces el freno *H* no adquiere de una vez la posición necesaria y se llega a ella después de varias oscilaciones, cada vez más pequeñas.

Hay una varilla *GL* conectada en *G* con la palanca angular *EFG* y en *M* por medio de resortes con la varilla *AH*. Esta unión servirá para amortiguar el movimiento de la varilla *AH*, puesto que el desplazamiento vertical de *GL*, por ser el brazo de palanca *FG* menor que *Ft*, será menor que el de *AH*.

A fin de conseguir la posibilidad de cambiar la altura *A* y con ello el número de revoluciones, la pieza *L* está formada de dos varillas fileteadas en sentido contrario y unidas por una tuerca; y al hacer girar ésta, se varía la longitud *GM* y con ella la de *A* dentro de ciertos límites. También se puede variar dicha longitud por medio de la conexión *G*.

El movimiento del árbol *z* del regulador de bolas o tacómetro es transmitido desde la turbina por medio de engranaje o correa.

La disposición de la palanca acodada *EFG* y de las mandadas por ella se llama de *retroceso*; es decir, sirve para apenas iniciado el movimiento del émbolo de distribución *D* hacerlo retroceder y li-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mitar el movimiento pendular que se originaría de no existir, pues entonces tendría lugar lo que se indica en la figura 466 *a*.

Al originarse una descarga, es decir, al admitir la turbina más agua $q + q_1$ que la necesaria q después de la descarga, esta agua en exceso q_1 producirá una aceleración en el número de revoluciones; como consecuencia de ello, el anillo del tacómetro subirá y consiguientemente empezará a cerrarse la admisión. Mientras ésta deje pasar agua en exceso continuará el aumento del número de revo-

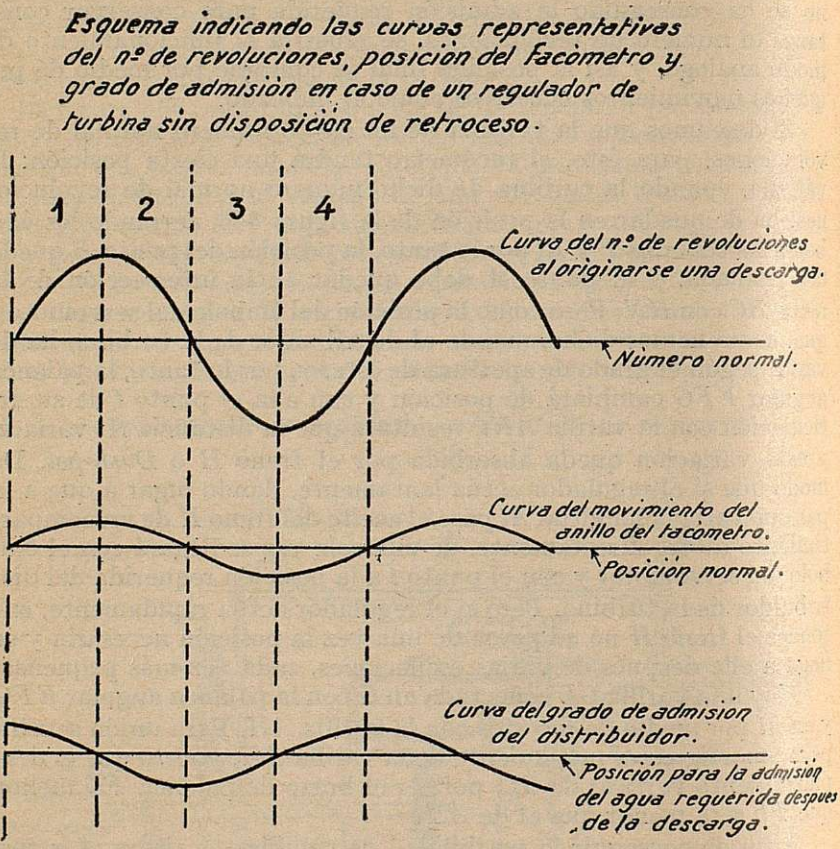


Fig. 466 *a*

luciones, y subiendo el anillo del tacómetro hasta llegar a una posición del distribuidor en que deje pasar sólo el agua q, este es el final del período *l*, en que tenemos un máximo en el número de revoluciones y en la posición del anillo.

A partir de este momento, y como quiera que el número de revoluciones es mayor que el normal, la admisión continúa cerrándose, es decir, admitiendo menos caudal que el debido, q; con ello se decelerará la turbina, es decir, bajará el número de revolucio-

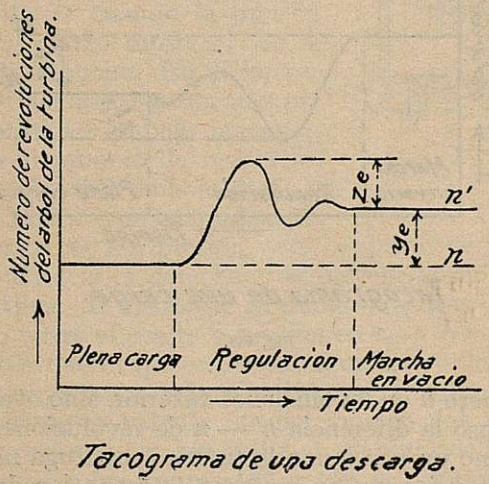
FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

nes y la posición del anillo hasta llegar al número de revoluciones normal, posición normal del anillo y mínimo de admisión de agua. Final del período 2.

A seguida, como el agua admitida es menor que la debida para el par resistente, después de la descarga el número de revoluciones y el anillo quedarán por debajo de su valor y posición normales; la admisión se abrirá hasta llegar ésta a dar el volumen q, y el número de revoluciones y posición del anillo a valor y posición mínimas. Final del período 3.

A partir de este momento, siendo el número de revoluciones menor que el normal, y tener el anillo posición baja, continuará abriéndose la admisión hasta llegar a la posición que tenía antes de la descarga, a la que corresponde un número de revoluciones y posición del anillo iguales al comienzo del primer período; y éste es el final del 4, sucediéndose indefinidamente estas leyes sinusoidales hasta que los rozamientos determinen la cesación de estos movimientos y comiencen otros por nueva descarga o carga.

Con la disposición de retroceso se limitan las oscilaciones, y así el tacograma correspondiente al paso de la plena carga al vacío



Tacograma de una descarga.

Fig. 467.

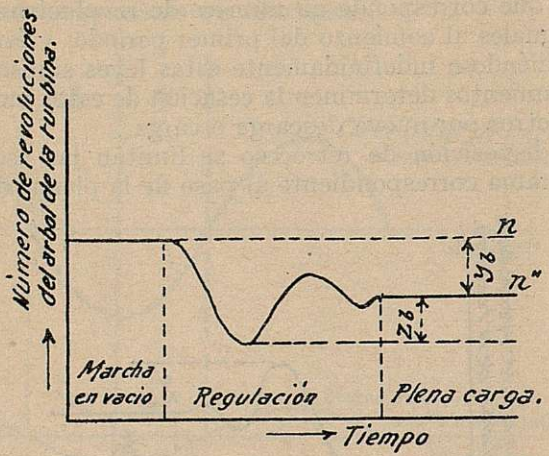
tendrá la forma que indica la figura 467. Y análogamente, el de paso de vacío a plena carga se indica en la figura 468.

Si denominamos por n_1 el máximo número de revoluciones que toma el regulador cuando pasa la turbina de plena carga a vacío, y por n_2 el mínimo número cuando pasa bruscamente la turbina de vacío a plena carga, si n es el número normal de revoluciones, se denomina *grado de irregularidad* la relación

$$\delta = \frac{n_1 - n_2}{n}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Estando el collar en posición normal, al sobrevenir una pequeña variación de carga en la turbina que origina la variación consiguiente del número de revoluciones, esta variación puede ser tan pequeña que el incremento de fuerza centrífuga del tacómetro no sea suficiente para vencer las resistencias que ofrece la transmisión de movimiento a la válvula distribuidora del servomotor. Así también, al producirse una descarga total en la turbina y aumentar el número de revoluciones, al normalizarse la marcha en vacío, la turbina no vuelve a tomar el número n de revoluciones anterior (figura 467), sino otro n', superior a n. Análogamente, en una carga total (paso del vacío a la plena carga) (fig. 468), la turbina no vuelve



Tacograma de una carga.

Fig. 468.

a tomar el número n de revoluciones anterior, sino otro inferior n''. En el primer caso la diferencia $n' - n$ de revoluciones, y en el segundo $n - n''$ no proporcionan la fuerza centrífuga necesaria para vencer las resistencias que se oponen a la actuación del mecanismo del regulador.

Se llama grado de sensibilidad del regulador el valor

$$\varepsilon = \frac{n' - n''}{n}$$

Es decir, el regulador permanece insensible entre n' y n''. Cuando menos valores se tengan de δ y ε, mejores condiciones tendrá el regulador. Pero no debe ser demasiado pequeño, para evitar que el regulador funcione por causas nimias, que no tienen efecto práctico. El valor de δ está comprendido entre 0,02 y 0,08 y el de ε entre 0,015 y 0,03.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En los reguladores de importancia suele haber un aparato auxiliar con el fin de disminuir el grado de irregularidad a límites muy pequeños, que no describiremos ante lo elemental de estas explicaciones. Entonces el regulador se llama *isodromo*.

Cualquier regulador actual tiene más complicación que la que indica la figura 466, en la que sólo se puede apreciar el fundamento esquemático de su funcionamiento.

Regulador de émbolo diferencial.

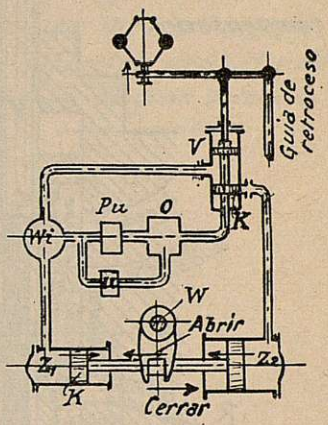


Fig. 469.

A veces el servomotor, en lugar de ser sólo de un cuerpo de bomba, como indica la figura 466, tiene dos, z_1 y z_2 (fig. 469), de diámetros distintos, abiertos lateralmente y unidos los dos émbolos. En dicha última figura O indica el depósito de aceite, P_u la bomba de presión de aceite, W_i la cámara de aire para el mejor funcionamiento de la presión, u una válvula de descarga del aceite a presión en el depósito O, cuando la presión excede de un cierto límite. V es la válvula de distribución. En dicho caso, la presión del aceite actúa siempre sobre la cámara del émbolo menor z_1. Al aumentar el número de revoluciones se eleva el doble émbolo de V y se pone la cámara z_2 en comunicación con el depósito O, sin presión, y el conjunto de los dos émbolos $z_1 z_2$ se mueve hacia la derecha y se obtiene el movimiento de cierre de la turbina. Al disminuir el número de revoluciones y bajar el émbolo V, entra el aceite a presión en z_2, y por ser este émbolo de mayor área que el z_1, se determina un movimiento de $z_1 z_2$ en el sentido de la apertura de la admisión de la turbina.

El émbolo de la válvula de distribución del aceite a presión, con el fin de darle mucha sensibilidad, en lugar de la sencilla disposición que indican las figuras 466 y 469, se adopta una de émbolo equilibrado, como indica la figura 470. El aparato centrífugo tiene sólo que mover la varilla v, que no está sólidamente unida al émbolo equilibrado y que, por lo tanto, exige muy poco esfuerzo para ponerse en movimiento. Los dos émbolos K_1 y K_2 constituyen el émbolo de distribución ordinario que sirve para mover el servomotor; y la válvula equilibrada tiene, además, los émbolos K_3 y K_4 con los espacios cilíndricos Z_1 y Z_2. Estos se llenan de aceite a presión por las ranuras estrechas que existen en a_1 y a_2 y por los canales U_1 y U_2. Las presiones en los dos émbolos K_3 y K_4 se equilibran mutuamente. Si se mueve hacia abajo la varilla v, el aceite a presión de Z_2 pasa por U_2 y la abertura c_2 (descubierta) al escape II; por consiguiente, baja la presión sobre el émbolo K_4 y la que actúa

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sobre K_3 hace descender al émbolo entero distribuidor hacia abajo en el sentido que inició el movimiento de la varilla v, hasta que las aristas c_2 y d_2 vuelven a coincidir, con lo cual se cierra c_2 y vuelve a reinar en Z_2 la presión de aceite. Mientras el aceite comprimido ha pasado por el conducto R a accionar en un sentido, el servomotor y la disposición de retroceso vuelve a elevar la varilla v; entonces, al quedar libre el conducto $c_1 d_1$, sale el aceite a presión de Z_1 por $U_1 - c_1 d_1$, y el émbolo total se eleva a su posición media neutra, siguiendo el movimiento de la varilla v. De modo que dicho émbolo puede decirse que flota en aceite y sigue los movimientos de dicha varilla v, que requiere muy poco esfuerzo para moverla.

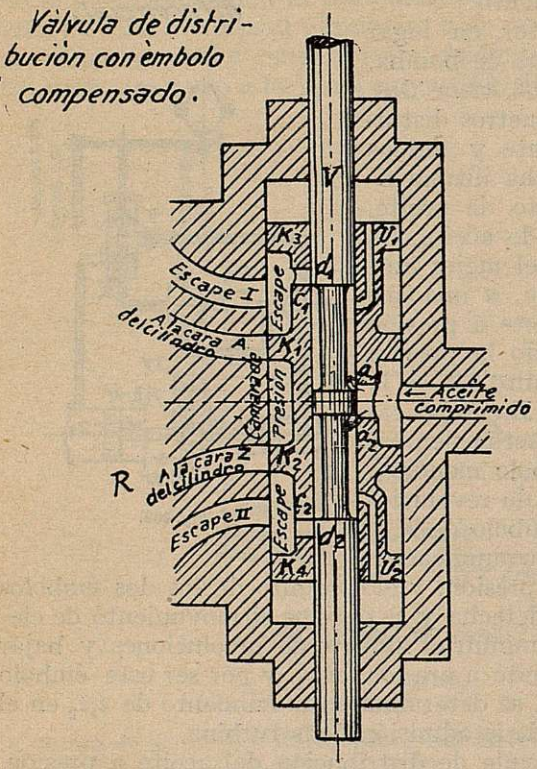


Fig. 470.

Hemos dicho antes, al hablar de las turbinas Pelton, que el inyector va provisto de un deflector del chorro mandado por el regulador; deflector que desvía el chorro del choque con los álabes o cazoletas, evitando un cierre brusco y el golpe de ariete consiguiente; una vez desviado el chorro, el cierre se hace paulatinamente. La figura 471 indica una conexión de aguja de cierre deflector con el regulador.

Si suponemos, por ejemplo, que la turbina ha sido bruscamente descargada, el regulador levantará la válvula *st*, con lo cual el aceite a presión entrará en el servomotor y hará bajar el émbolo *k*, descenderá la palanca *h*, girando alrededor de su punto fijo, y la pantalla *a*, llamada *deflector*, cortará el chorro desviando una parte del agua. La aguja, que estaba detenida por la palanca *h*, no avanza ahora solidariamente con dicha palanca, debido a la hendidura *r*, sino que es empujada lentamente por el agua a presión que pasa por un orificio estrecho señalado en la figura y que obra sobre el émbolo *v*. La aguja, en su avance, llega a encontrarse de nuevo con el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tope de la hendidura, siendo mantenida entonces por la palanca *h*, que le impide el seguir cerrando. Si, por el contrario, sobreviene una carga brusca, el émbolo *k* funciona en sentido contrario y tira de la aguja hacia atrás (lo que sucede fácilmente gracias a una válvula que tiene el émbolo *v*, que da salida al agua que hay encima de él, hacia la parte inferior), y a la vez el deflector es arrastrado hacia la posición en consonancia con la que adopte la aguja.

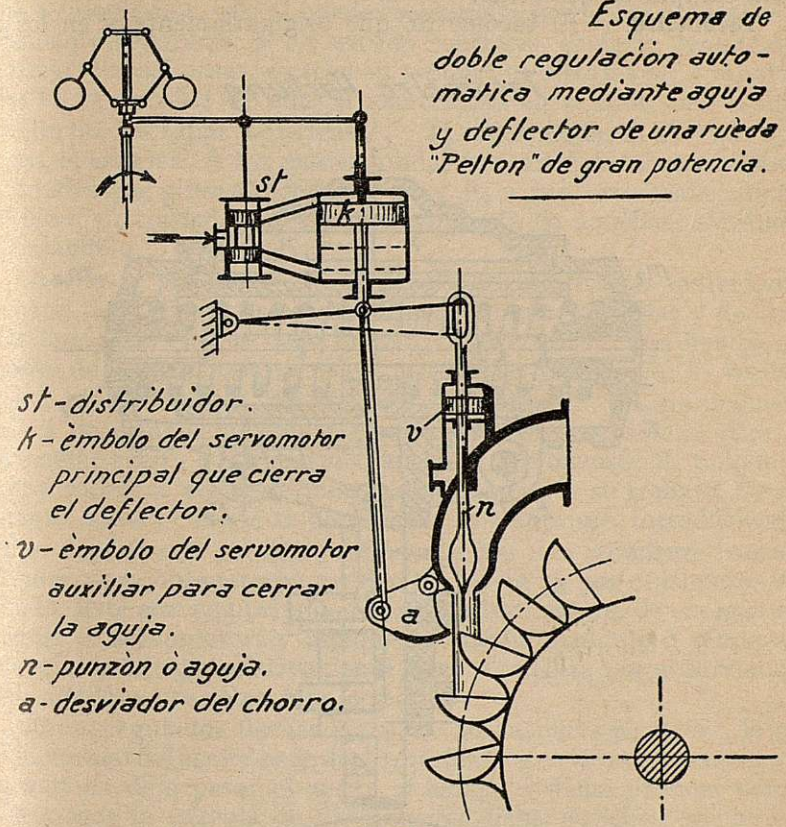


Fig. 471.

En los reguladores cuidadosamente construídos, los movimientos están determinados con tal precisión que el deflector permanece en todas las posiciones casi rozando el chorro. La figura indicada no detalla la disposición de retroceso que permite, para cualquier posición del émbolo *k* y para el número normal de revoluciones, al émbolo del distribuidor permanecer en la posición indicada en la figura, es decir, cerrando la entrada y salida del aceite.

A veces el distribuidor tiene dos servomotores, uno destinado a accionar la aguja y otro que manda la válvula de compensación o el deflector. Así sucede en la instalación del salto de Gándara de la Papelera Española, que tiene instaladas ruedas Pelton de la casa Voith.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En los grandes grupos hidroeléctricos, en vez de estar reunidos en el regulador, como en los de potencia moderada, el tacómetro, la válvula de distribución y el servomotor, el tacómetro y la válvula de distribución se sitúan junto al generador eléctrico en el piso general de la sala de máquinas, mientras que el servomotor se coloca junto a la turbina, a nivel de ésta (en un entrepiso inferior en las de eje vertical), quedando así cada elemento en la mejor disposición para cumplir su cometido.

Tacómetro. — El tacómetro, que originariamente y en los es-

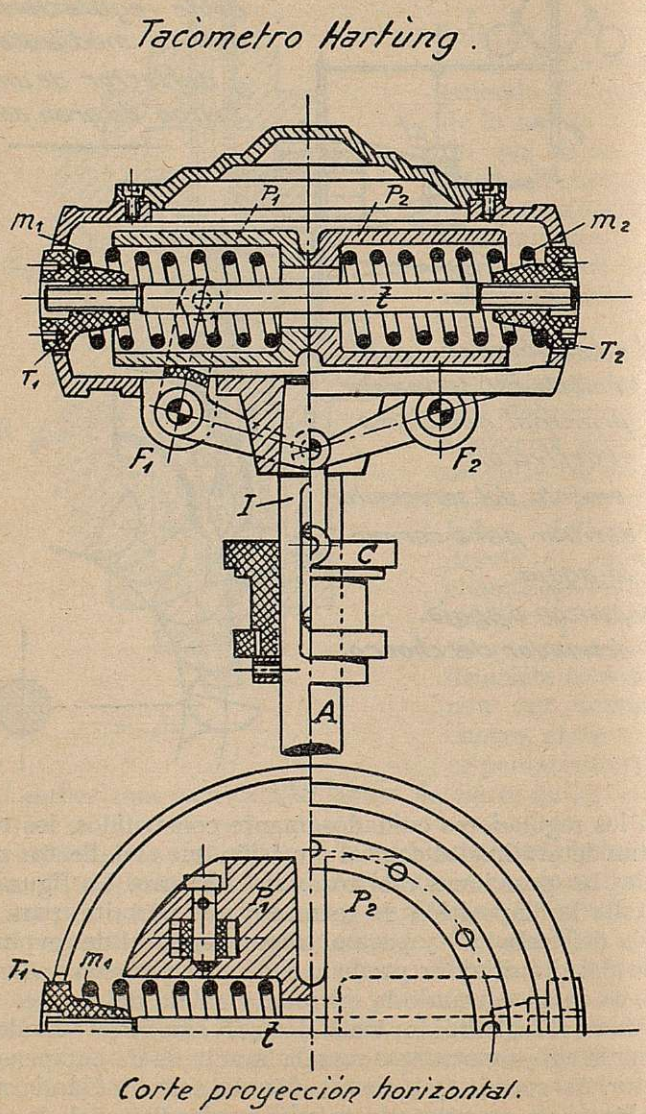


Fig. 472.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

quemas citados es el clásico regulador de bolas, tiene en la actualidad otra disposición más eficaz, aun cuando utilizando el mismo principio de fuerza centrífuga. El tacómetro conviene que sea de poca masa, alta sensibilidad y número elevado de revoluciones.

Una de las disposiciones empleadas hoy es la de Hartung, que se indica en la figura 472.

Consta de dos masas P_1 y P_2, aproximadamente de la forma de dos semicilindros, que al quedar solicitadas por la fuerza centrífuga tienden a separarse. Y en sentido contrario, es decir, tendiendo a acercar dichas masas, ejercen su acción dos resortes m_1 y m_2 alojados en la cavidad de ellas y mantenidos en tensión convenientemente por los tapones-tuercas T_1 y T_2, atornilladas al eje t que atraviesa el sistema. A las masas citadas van articuladas dos palancas acodadas que giran alrededor de F_1 y F_2 y que, articuladas además al disco C, trasladan a éste el movimiento de aquéllas, elevándolo o bajándolo.

Aceite a presión. — Se obtiene por instalación individual o central. La primera es usada en instalaciones pequeñas y de una o dos unidades, en que cada unidad va provista de una bomba, depósito de presión, tanque colector, tuberías y registros. El aceite lo toma el servomotor del depósito de presión que normalmente habrá de estar semilleno, teniendo suficiente capacidad para suministrar aceite a varias emboladas del servomotor. El tanque colector recoge el aceite después de haber operado su trabajo. De este tanque toma el aceite la bomba que lo comprime, introduciéndolo en el depósito de presión juntamente con una suficiente cantidad de aire, para obtener una presión de 7 a 14 kg por centímetro cuadrado. Este aire comprimido es la inmediata fuente de energía para mover el servomotor; y aunque la bomba acumule o renueve la energía en tiempo relativamente largo, se utiliza por el servomotor tan rápidamente como éste lo requiere.

En el regulador Escher Wyss, de las turbinas pequeñas, la presión normal del aceite es de dos atmósferas, y en la posición normal de la válvula deja pasar el aceite al escape a dicha presión; pero al abandonar la válvula de distribución dicha posición, se cierra la salida del aceite y aumenta la presión hasta el valor necesario a determinar el movimiento del servomotor. El depósito del aceite tiene una válvula de seguridad y un manómetro.

La disposición central de presión consiste en dos o tres bombas situadas en un punto de la Central; una de éstas de reserva, y las otras deben tener suficiente capacidad para el trabajo que la Central les pida. Estas bombas descargan en una tubería general que recorre la Central y se conecta a un tanque de presión para cada grupo. El aceite, después del servomotor, es recogido por otra tubería que lo lleva al tanque colector, desde donde lo toman las bombas. En este sistema las bombas son movidas por motor eléctrico. Este mismo modo de mover las bombas se puede emplear en el sistema indi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

vidual; pero lo corriente es mover la bomba por transmisión de correa, especialmente en pequeñas unidades.

En la actualidad hay cierta tendencia a usar de nuevo el agua como flúido a transmitir la presión al servomotor, a causa de su baratura y limpieza. La que se emplee ha de ser muy limpia y libre de ácidos, y se la suele adicionar sustancia que evite las oxidaciones de tuberías y válvulas. Esta sustancia es 1 a 2 por 100 de una ligera emulsión de aceite. La escasa cantidad de éste proporciona condiciones lubrificantes al conjunto, y al pasar por la tubería, queda el aceite embadurnándola y protegiéndola contra la oxidación. Otro procedimiento consiste en tratar el agua con bicromato de potasa en proporción de 0,02 a 0,06 por 100; dicha sustancia no produce ninguna acción química en el agua, pero protege a las válvulas y tuberías de la corrosión. En la Central de Quenston Chipawa (Niágara) los reguladores son hidráulicos a presión de 10 a 14 atmósferas. El agua empleada es filtrada y se le adiciona una cierta cantidad de bicromato de potasa.

Regulación a mano. — Las reguladores van provistos de disposición de regulación a mano independiente del servomotor. Sin embargo, esto es poco práctico en reguladores de gran capacidad, a causa del tiempo requerido. Cabe entonces la regulación a mano de la presión, y esta disposición es independiente del tacómetro, y es de importancia esta regulación a los efectos de ajustar la carga de la unidad para el sincronismo. Así, por ejemplo, y refiriéndonos a la figura 466, si parásemos el tacómetro, es decir, si el punto *C* quedase fijo, entonces se podría regular a mano accionando en la pieza *L*, es decir, bajando o elevando *A* y, por lo tanto, *B*, y moviendo así la válvula de distribución, y por medio del aceite a presión se movería el servomotor.

En adición a dicha regulación a mano, se dispone generalmente un pequeño motor eléctrico reversible, que se puede manejar desde el cuadro, y este motor es capaz de variar la posición normal del número de revoluciones, es decir, la del punto *A* de la figura 466.

En muchas centrales las unidades se deben poner primeramente en paralelo a mano, y luego se conecta el regulador. Esto es debido a deficiencias de sincronismo por causa del efecto de volante, de la velocidad del agua o de la longitud de la tubería.

A veces hay disposición que limita la apertura del distribuidor, y así se puede limitar la cantidad de agua que debe admitir la turbina.

Puesta en marcha. — Se empieza por maniobrar la pieza *L* de la figura 466, hasta conseguir que el punto *A* quede en posición que corresponda a un número de revoluciones normal escaso. Entonces se embraga el movimiento a mano y se abre el distribuidor, y el agua penetra en la turbina y empieza a moverse ésta y con ella el regulador y la bomba de aceite. Entonces se maniobra al revés la pieza *L* y se desembraga el movimiento a mano, hasta conseguir el número normal de revoluciones.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Volante. — Cuando las masas rotatorias no tienen bastante momento de inercia para cumplir las condiciones de regularidad exigidas a las turbinas, es preciso añadir un volante.

La masa de éste ha de depender:

1.º Del tiempo de cierre del regulador. Cuanto más lento sea el cierre, tanto mayor será la masa del volante que ha de venir en su ayuda.

2.º Cuanto más rigurosas sean las condiciones de regularidad, más masa de volante se requiere.

3.º Cuanto mayor peligro de golpe de ariete por las condiciones de la tubería, más volante es necesario.

Llamando w la velocidad angular, o sea la velocidad periférica con radio igual a la unidad, esta velocidad se expresa

$$w = \frac{\pi D n}{60} \qquad \text{pero} \qquad r = 1 \qquad D = 2$$

Luego

$$w = \frac{\pi n}{30}$$

La energía de la masa giratoria está expresada por Jw^2 kgm, siendo J el momento de inercia de todas las masas giratorias, incluso la del volante, reducidas a girar a n revoluciones por minuto; expresada dicha energía en caballos de vapor, será

$$\frac{Jw^2}{75} \text{ CV}$$

Llamando N la potencia máxima de la turbina y suponiendo que durante el tiempo T pasa la turbina del reposo a la velocidad de régimen, el trabajo desarrollado será $N \cdot T$; e igualando este valor al de la energía de las masas rotatorias, tendremos:

$$N \cdot T = \frac{Jw^2}{75}$$

Llamando P al peso de las masas rotatorias concentradas en el círculo de diámetro D, y recordando que

$$J = \frac{Pr^2}{g} = \frac{PD^2}{4g} = \text{próximamente} = \frac{PD^2}{40}$$

Sustituyendo en la expresión anterior los valores de J y w tendremos

$$N \cdot T = \frac{PD^2 \cdot \pi^2 \cdot n^2}{40 \cdot 75 \cdot 30^2} = \frac{P \cdot D^2 \cdot n^2}{274\,000}$$

De aquí se saca

$$PD^2 = 274\,000 \frac{N}{n^2} T \qquad \text{y} \qquad T = \frac{PD^2 n^2}{274\,000 N}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Este valor de T recibe el nombre de tiempo necesario para ponerse en marcha la turbina.

Para cumplir las condiciones de regulación que luego se indicarán, con variaciones de carga del $\pm$ 25, $\pm$ 50 y $\pm$ 100 por 100, el valor PD^2 que se llama *factor de inercia* tene que alcanzar, según los casos (*Turbinas Hidráulicas*, por Holl y Treiber, Editorial Labor, pág. 121), los valores siguientes:

$$PD^2 = \left\{ \begin{array}{c} 11\,500\,000 \\ 2\,300\,000 \\ 1\,150\,000 \end{array} \right\} \frac{N}{n^2} T_l$$

en la que $T_l = \frac{Lv}{gH}$, siendo L la longitud de la tubería de presión del salto, v la velocidad media máxima en ella, H la altura del salto y g la aceleración de la gravedad. Dicho valor T_l se llama característica de tiempo de la tubería.

Una vez calculada la masa del volante, hay que investigar el factor de inercia de los órganos montados sobre el árbol de la turbina y el de los que son solidarios con árboles intermedios movidos por aquél, incluyendo el rodete. En cuanto a las masas accionadas por correa y cable, es preferible no tenerlas en cuenta, pues su eficacia depende de la tensión de dichos elementos transmisores. Si el factor de inercia de las masas rotatorias no es suficiente, se monta un volante. Siempre que sea posible conviene prescindir de él, por el aumento de coste que representa por su masa, y por la prolongación del eje y aumento de cojinetes. Los volantes se hacen de fundición, siempre que la velocidad tangencial en la llanta no exceda de 40 m/s. En caso contrario, se hacen de acero moldeado, que soporta velocidades de 80 m/s.

Hay que tener en cuenta que los volantes resisten a la velocidad posible de *embalamiento* que puede adquirir la turbina, prescindiendo de regulador, que pueda alguna vez no funcionar. Esta velocidad puede llegar de 1,80 a 2 veces la normal.

Oscilación en el número de revoluciones y garantías. — Según hemos dicho antes, todo proceso de regulación va acompañado de una oscilación pasajera, como se indicó en las figuras 467 y 468. Y para la buena marcha del servicio conviene que tanto los valores z_e y z_b, de perturbación momentánea, como los y_e y y_t, de variación permanente, sean exiguos. Las condiciones que se han de exigir a la regulación dependen, en gran parte, de la longitud y diámetro de la tubería, que tienen su influencia en el golpe de ariete; es decir, de la característica de tiempo de ella $T_l = \frac{Lv}{gH}$, de que haya o no regulador de presión o chimenea de equilibrio y del servicio que haya de darse de suministro de energía. Cuanto más valor tenga T_l, tanto más difícil será conseguir esta regulación.

Según el servicio que haya que dar, se pueden distinguir dos ca-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sos: I. Centrales eléctricas que trabajen en redes de distribución públicas. II. Centrales particulares o instalaciones con transmisión de energía mecánica o eléctrica entre turbinas y máquinas accionadas.

En el primer caso el servicio es más delicado y más imprevistas las variaciones de carga, debiendo ser más duras las garantías impuestas a la regulación.

Holl y Treiber, en su tratado *Turbinas Hidráulicas*, indican las siguientes cifras de las oscilaciones pasajeras para cargas o descargas del 25, 50, 100 por 100, y para regulación rigurosa media y moderada (+ aumento de carga; — disminución de carga).

Variaciones bruscas de carga	∓ 25 %	∓ 50 %	— 100 %
Regulación rigurosa	+ 1,5 »	+ 2,5 »	+ 6 »
	— 1,5 »	— 3,0 »	
» media	+ 3,0 »	+ 5,5 »	+ 15 »
	— 3,5 »	— 7,0 »	
» moderada	+ 5,5 »	+ 10 »	+ 30 »
	— 6,0 »	— 12 »	

Se supone en el caso anterior que no hay regulador de presión. De haberlo se disminuirían algo el valor de las oscilaciones admitidas.

La figura 472 *a* representa el diagrama de regulación de una tur-

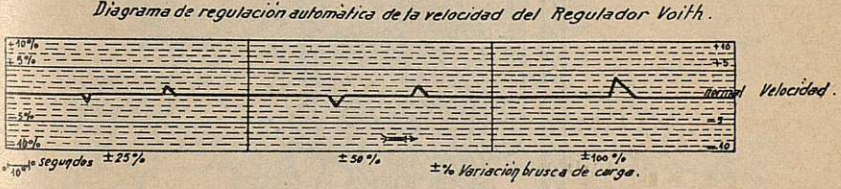


Fig. 472 *a*

bina Voith. Las abscisas indican tiempos y la medida de los 10″ se muestra en la misma figura. Las ordenadas son velocidades, y las líneas de trazos están separadas entre sí un 1 por 100 de la velocidad normal. El compartimiento de la izquierda indica las variaciones de velocidad para una carga o descarga brusca del 25 por 100 de la carga total; se ve que el número de revoluciones disminuye o aumenta, según el caso, en menos del 1 por 100 del número total, y que esto se consigue en unos 3″. El compartimiento central representa análogamente las variaciones de velocidad para una carga o descarga brusca del 50 por 100. El número de revoluciones varía en 1,5 por 100 para llegar en unos 6″ al normal. Y en el compartimiento de la derecha se representa el caso de la descarga total. Se llega al número normal en unos 10″, con una variación del 4 por 100 en el número de revoluciones.

Ranguas. — Llamamos *ranguas*, chumaceras, quicios o quicioneras las disposiciones de apoyo de los ejes de las turbinas verti-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cales. Hoy no se emplean ya las ranguas sumergidas bajo el nivel de agua abajo y por medio de las que se apoyaba el eje de la turbina directamente sobre los cimientos de la cámara de desagüe; y es, en cambio, general el uso de ranguas exteriores que se sitúan en puntos accesibles.

Estas ranguas desempeñan un papel muy importante, puesto

Rangua Fontaine.

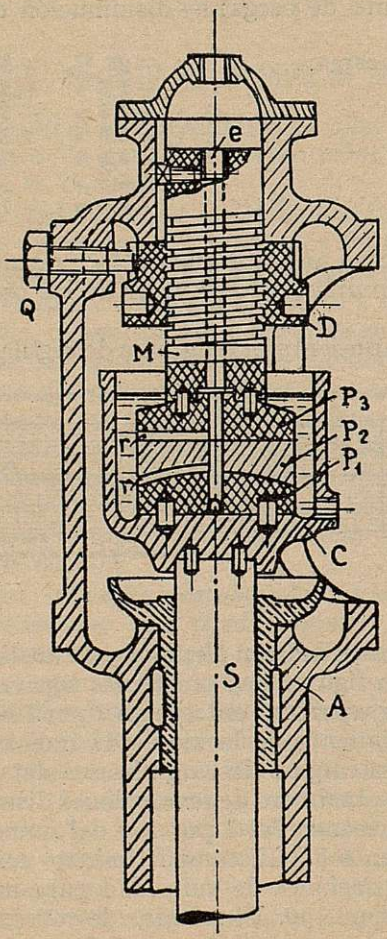


Fig. 473.

que, además del empuje axial hidráulico de la turbina con rodete simple de eje vertical, han de resistir al peso de todas las piezas que giran con el árbol, es decir, del rodete, del inducido, del alternador, de la rueda corona de engrane cuando existe, etc.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El empuje axial hidráulico es debido al del agua que pasa por el intersticio que queda entre el distribuidor y rodete y que va a parar a los espacios anulares existentes entre las coronas del rodete

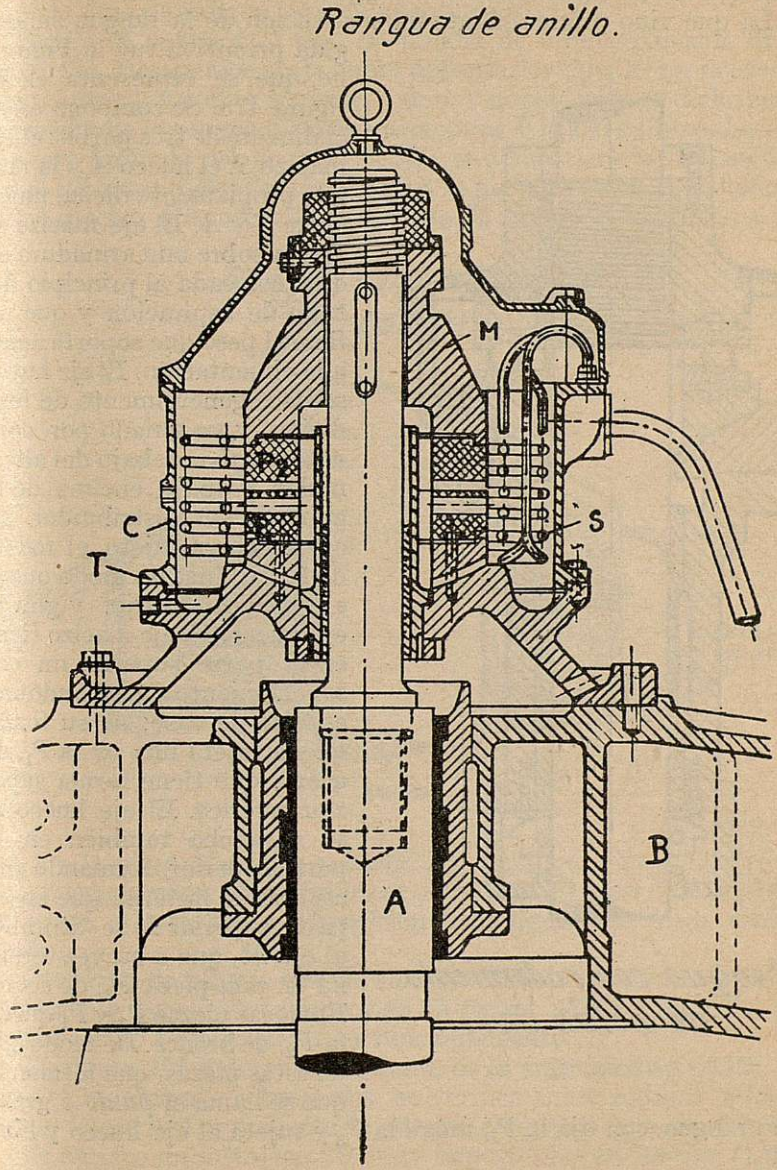


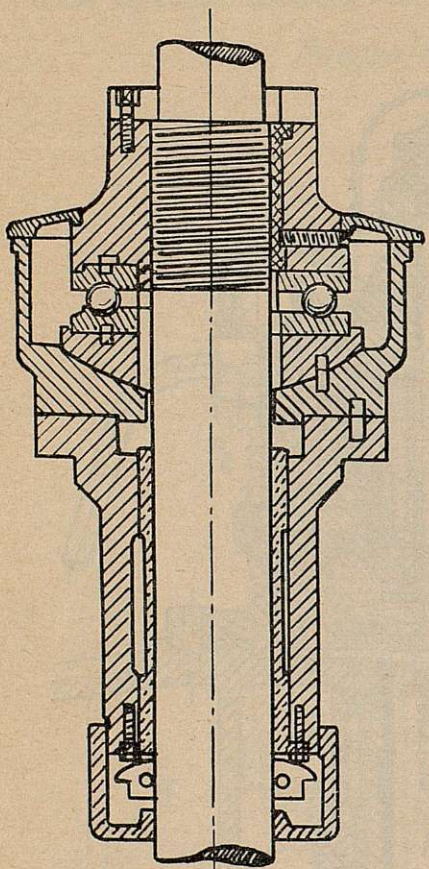
Fig. 474.

y las cubiertas de éste y del distribuidor; y aunque se procura disminuir esta presión con apertura de agujeros (véanse figuras 419,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

420 y 421) en la corona del rodete que comuniquen con la cámara de aspiración, no obstante, por la fuerza centrífuga se determina siempre un incremento de presión que determina una componente axial que ha de contrarrestar la rangua.

La que vino primeramente en sustitución de la rangua sumergida primitiva fué la Fontaine, que se representa en la figura 473. Se compone esencialmente de tres partes: el eje macizo S, el hueco A y la rangua propiamente dicha, unión entre S y A. El eje macizo se apoya sobre una armadura en cruz colocada al principio del tubo de aspiración y que refiere el peso que soporta aquél a la cimentación. El eje hueco se hace generalmente de fundición, y va guiado por cojinetes arriba, debajo del alternador, y abajo, encima de la cubierta del distribuidor. Al eje hueco va sujeto el rodete de la turbina; de modo que el eje macizo es fijo, y gira el eje hueco. El eje macizo tiene en la parte superior un ensanchamiento C formando una especie de vaso; en su fondo queda sujeta una pieza P_1, de acero, que tiene forma superior esférica. El eje hueco A se ensancha también en la parte superior, formando una especie de linterna que en su parte superior D se atornilla al eje M, que a su vez termina en una pieza P_3, de acero. Entre las piezas P_3 y P_1 queda la P_2, de bronce. De modo que de estas piezas, que forman lo que se llama el *punto* o grano de la rangua, son fija la P_1, móvil la P_3 y sujeta al eje hueco y libre la P_2.



Rangua con rodamiento de bolas.

Fig. 475.

Actuando sobre la D, que hace de tuerca, quedando fijo el eje S, se puede elevar o bajar el eje hueco y el rodete. El fijar la posición debida se consigue con el tornillo de presión Q.

La forma esférica de la P_1 permite graduar la posición en hori-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

zontal del rodete con respecto al distribuidor, que luego se fija por los cojinetes guías. El vaso C queda lleno de aceite (el mejor es el de ricino), y la introducción de éste se consigue por el agujero axial, en donde se coloca un engrasador, y por las ranuras r.

Este tipo de rangua está ya abandonado.

Siguió al anterior el tipo de rangua de anillo, indicada en la figura 474. Desaparece el eje hueco del anterior tipo. El eje macizo A es aquí móvil, y a él se acuña el rodete y queda colgado dicho eje A por medio de la rangua T de una armadura P fija al edificio. La rangua está formada por un vaso C, fijo; su fondo tiene forma esférica, con el fin antes indicado, y a él se fija la pieza de acero P_1 del punto. El eje macizo A se atornilla a la pieza M para poderlo elevar o ba-

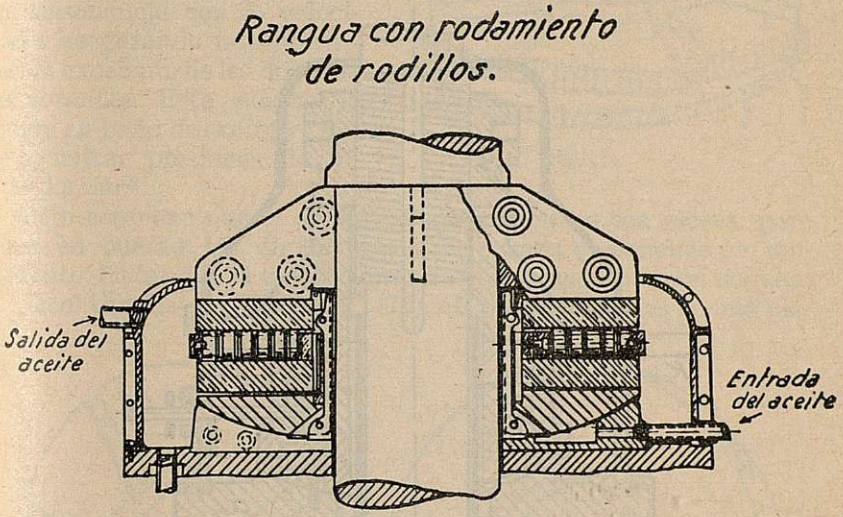


Fig. 476.

jar, y a la pieza M se fija el anillo P_2, móvil con el eje. Entre P_1 y P_2 puede ponerse o no otra pieza de bronce. El vaso C queda lleno de aceite, y éste, en la disposición de la figura 474, tiene refrigeración.

Otro tipo de rangua que ha sido bastante empleado es la de rodamiento a bolas que se indica en la figura 475, y que basta con su inspección para explicar su funcionamiento.

La figura 476 indica una variante de la anterior disposición. En vez del rodamiento sobre bolas, se verifica sobre rodillos radiales.

La figura 477 representa la rangua compensada o equilibrada.

Se emplea en instalaciones muy importantes en las que el peso propio que tiene que soportar la rangua alcanza hasta 30 tn y más. Es el caso de las grandes turbinas de eje vertical que tienen acoplados directamente los alternadores. De modo que la rangua ha de soportar el peso del grupo móvil total.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Sobre un fuerte soporte de armadura de brazos en cruz que no se representa en la figura, descansa una brida *a*. Sobre ésta, y por el intermedio de una superficie esférica de contacto, se apoya una pieza *b*, fija. A la *b* va unida la parte *c* inferior del punto. La parte superior *d* de éste va unida a otra pieza intermedia *f* que a la vez se une a otra *g* que se enrosca al eje, permitiendo así el mejor ajuste de éste a la altura conveniente.

Para equilibrar o descargar la rangua, se introduce por *h* aceite a presión (hasta 25 atmósferas) entre superficies en movimiento,

Rangua equilibrada.

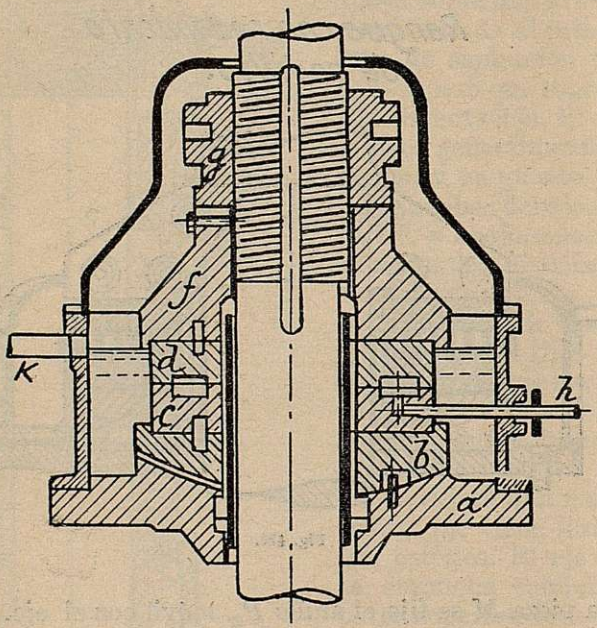


Fig 477.

que se distribuye por ranuras a propósito. Cuando las dimensiones de las ranguas son las apropiadas, la parte superior en virtud de la presión del aceite se eleva un poco, y el movimiento se establece sobre una delgada capa del mismo, y de este modo el rozamiento y el desgaste son pequeños. El aceite sale en delgados chorros alrededor de la superficie indicada, y el exceso es recogido por el tubo *k* para ser inyectado nuevamente a presión.

Ranguas anulares Kinsburg, Escher Wyss, etc. — Modernamente las ranguas empleadas en los grandes grupos son las anulares de los tipos citados o similares, que en esencia consisten en anillos que giran uno sobre otro. El superior, fijo al eje; el inferior, móvil y for-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mado de sectores. En el tipo Kinsburg, los sectores (figura 478) son independientes. Cada uno tiene un pivote especial situado ligeramente más allá del centro de gravedad en la dirección del movimiento. Esta disposición y la forma del sector permite que al iniciarse aquél se abra ligeramente el espacio entre el anillo fijo superior y cada sector, dando entrada a una delgada película de aceite que el movimiento empuja hacia adelante, adquiriendo una presión en consonancia con la velocidad y asegurando una lubrificación excelente de las dos partes rozantes. Esta rangua se mueve en baño de aceite y puede aguantar presiones de 60 a 80 kg/cm.^{2}

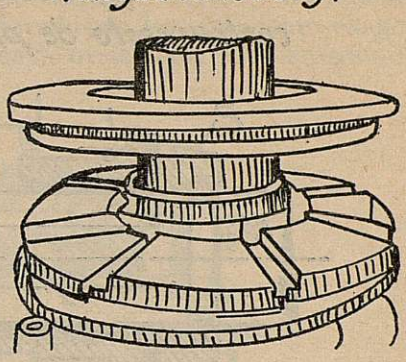


Fig. 478.

Pero conviene que el área de sustentación no sea escasa, para tener en cuenta las circunstancias de parada y comienzo del movimiento, en las que la lubricación no es tan eficaz como en marcha.

En el tipo Escher Wyss (fig. 479), el anillo inferior es de una pie-

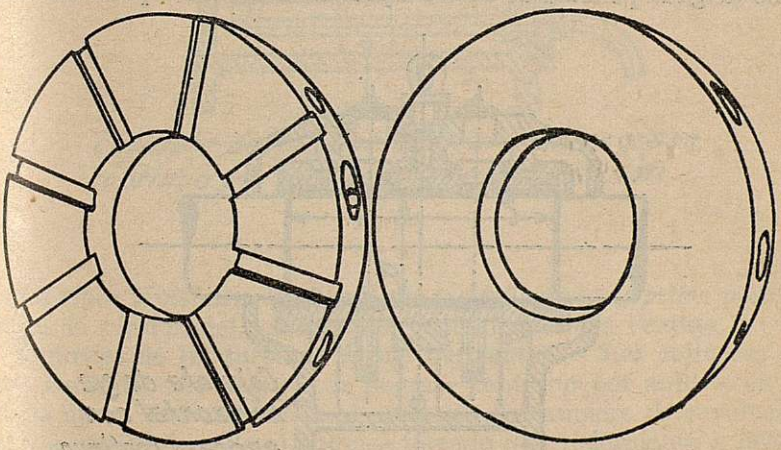


Fig. 479.

za, y en él hay dispuestas radialmente varias ranuras, dividiendo el conjunto del anillo en sectores. Cada uno de éstos está formado por una parte primera en plano inclinado con respecto al eje de la turbina; la otra parte, en plano perpendicular a dicho eje. El anillo

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

superior, como en el tipo anterior, es perfectamente plano y sin ranuras. El aceite es arrastrado por su adhesión a lo largo de las superficies inclinadas y se comprime entre los dos anillos en la zona

Cojinete de eje horizontal con contrarresto de presión axial.

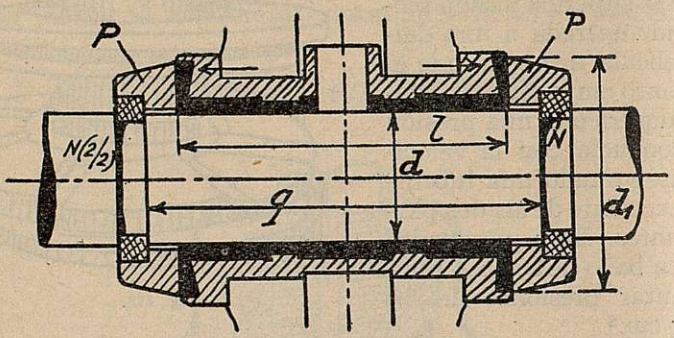


Fig. 480.

de superficies paralelas, formándose una presión específica muy elevada que alcanza hasta 15 atmósferas. De modo que existe siempre una delgada película de aceite a presión entre las superficies anula-

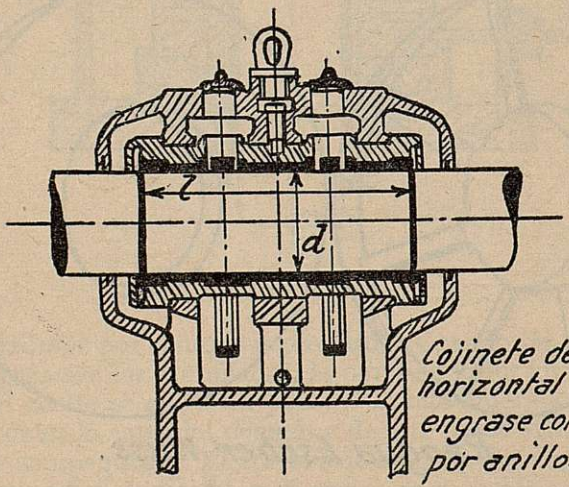
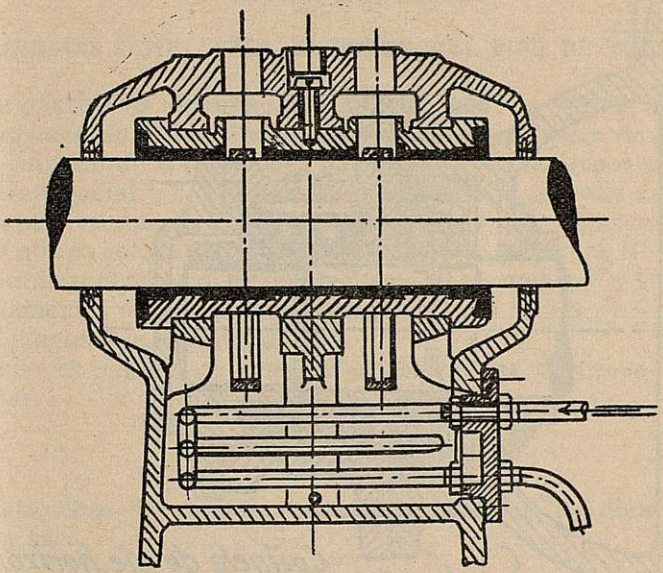


Fig. 481.

res sustentadoras, lo que hace imposible todo rozamiento metálico aun para fuertes cargas. Esta capa de aceite permanece aun durante una larga detención de las máquinas; de suerte que la puesta en marcha se hace sin perturbación.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Estos tipos de rangua han dado excelente resultado en las Centrales en que se instalaron. Las centrales españolas de Serós, Camarasa, Buitreras y otras tienen de esta clase. En las del tipo anteriormente citado de *rangua equilibrada*, si la presión es escasa, el rozamiento es excesivo y la temperatura del aceite sube rápidamente; y si es excesiva puede determinarse levantamiento exagerado de las partes rotatorias y roces de otras superficies superiores.



Cojinete de eje horizontal; con engrase continuo por anillos y refrigeración

Fig. 482.

En los tipos Kinsburg, Escher Wyss y similares se suprime para la rangua la presión del aceite, y esto constituye otra ventaja.

Cojinetes de las turbinas de eje horizontal. — Los cojinetes de estas turbinas son siempre de engrase continuo por anillos; en la última época hay tendencia al aumento del número de revoluciones y a usarse por ello el engrase forzado o el rodamiento a bolas.

Cuando se determine algún fuerte empuje axial, por ser impar el número de rodetes, es preciso disponer el cojinete con anillos rozantes, y, según los casos, refrigeración por agua del aceite de engrase empleado.

Aunque el número de rodetes sea par, conviene siempre que haya un cojinete con contrarresto de cualquier empuje axial.

La figura 480 indica un cojinete con disposición de contrarresto de presión axial.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 481 representa un cojinete de engrase continuo por anillo (hay dos de éstos).

La figura 482 indica un cojinete de engrase continuo por anillos y refrigeración por agua, disposición que se emplea cuando el número de revoluciones es grande.

La figura 483 representa un cojinete terminal de empuje axial y disposición de rodamiento de bolas.

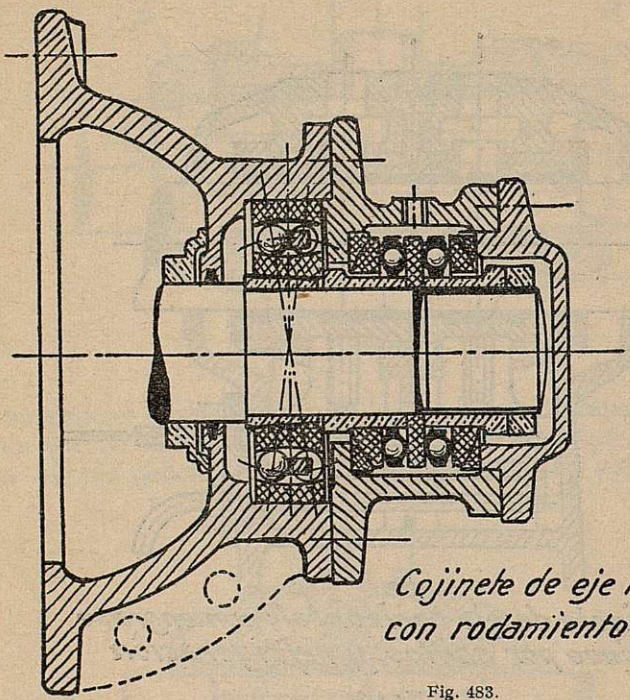


Fig. 483.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XXVI

TURBINAS SEMEJANTES. ELECCION DEL TIPO DE TURBINA

Características de una turbina colocada en saltos diferentes. Supongamos un determinado rodete que en un salto de altura H da un número de revoluciones por minuto n. Llamemos u_1 la velocidad tangencial y c_1 la absoluta del agua a la entrada del rodete; Q el caudal en metros cúbicos por segundo y N la potencia. Supongamos que se coloca esta turbina en un salto de altura H', y vamos a determinar el número de revoluciones n'; el caudal Q' y la potencia N'. Llamemos u'_1 la velocidad tangencial del rodete, y c'_1 la absoluta del agua a la entrada de éste.

Como es sabido, se pueden establecer las dos ecuaciones siguientes:

$$n = \frac{u_1 60}{\pi D} \qquad n' = \frac{u'_1 60}{\pi D}$$

Tratándose del mismo rodete hay igualdad de diámetro. De aquí se saca

$$\frac{n}{n'} = \frac{u_1}{u'_1}$$

Pero $\frac{u_1}{u'_1} = \frac{c_1}{c'_1}$ por la semejanza de los triángulos de velocidades a la entrada del rodete que se forman en los dos casos, siendo las mismas las direcciones de c_1 y c'_1 (determinada por el distribuidor) y w_1 y w'_1 (velocidades relativas) determinadas por los álabes del rodete. Luego

$$\frac{n}{n'} = \frac{c_1}{c'_1} = \frac{m\sqrt{2gH}}{m\sqrt{2gH'}}$$

porque siendo la misma turbina, salvo diferencias despreciables, si H y H' no son muy diferentes y, por lo tanto, varían poco c_1 y c'_1, el coeficiente m en uno y otro caso, siendo el mismo rodete y próximamente iguales las pérdidas de carga, serán igual en ambos casos. Por lo tanto,

$$\frac{n}{n'} = \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{H'}}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Esto mismo podía deducirse de la igualdad [8] en el capítulo «Número de revoluciones del rodete».

El caudal, en uno y otro caso, será (S, siendo la sección de paso a la entrada en el rodete):

$$Q = S \cdot c_1 = S \cdot m \sqrt{2gH}$$

$$Q' = S \cdot c'_1 = S \cdot m \sqrt{2gH'}$$

Por lo tanto,

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{H'}}$$

Las potencias N y N' pueden expresarse como sigue, suponiendo un rendimiento η de la turbina:

$$N = \frac{1\,000 \cdot Q \cdot H}{75} \eta$$

$$N' = \frac{1\,000 \cdot Q' \cdot H'}{75} \eta$$

en caballos de vapor.

Se supone igual el rendimiento.

$$\frac{N}{N'} = \frac{Q \cdot H}{Q' \cdot H'} = \frac{H^{\frac{1}{2}} \cdot H}{H'^{\frac{1}{2}} \cdot H'} = \frac{H^{\frac{3}{2}}}{H'^{\frac{3}{2}}}$$

Estas fórmulas deben aplicarse tan sólo cuando la altura del salto no varíe mucho. En caso contrario, no serán iguales los rendimientos de la turbina ni el coeficiente m anteriormente indicado.

Turbinas semejantes. — Hemos visto que el rendimiento hidráulico de una turbina se obtiene de la fórmula:

$$\rho g H = u_1 c_1 \cos \alpha_1 - u_2 c_2 \cos \alpha_2$$

Consideremos dos turbinas geométrica y mecánicamente semejantes la una de la otra. Sean H y H' las alturas de salto en que están instaladas. Como consecuencia de la semejanza geométrica y mecánica resulta que los ángulos α_1 y α_2 son los mismos, y que los triángulos de las velocidades a la entrada y a la salida del rodete son semejantes.

En la primera turbina podremos expresar las velocidades absolutas y periféricas a la entrada y salida del rodete, como sigue:

$$c_1 = K_1 \sqrt{2gH} \qquad u_1 = \xi_1 \sqrt{2gH} \qquad c_2 = K_2 \sqrt{2gH} \qquad u_2 = \xi_2 \sqrt{2gH}$$

Y análogamente tendremos también para la segunda turbina:

$$c'_1 = K_1 \sqrt{2gH'} \qquad u'_1 = \xi_1 \sqrt{2gH'} \qquad c'_2 = K_2 \sqrt{2gH'} \qquad u'_2 = \xi_2 \sqrt{2gH'}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Estos últimos coeficientes de las velocidades son los mismos que los anteriores por la semejanza de las turbinas.

Las ecuaciones de rendimiento de las turbinas son:

$$\rho g H = u_1 c_1 \cos \alpha_1 - u_2 c_2 \cos \alpha_2 \qquad \rho' g H' = u'_1 c'_1 \cos \alpha_1 - u'_2 c'_2 \cos \alpha_2$$

sustituyendo valores tenemos:

$$\rho g H = 2gH(K_1 \xi_1 \cos \alpha_1 - K_2 \xi_2 \cos \alpha_2)$$
$$\rho' g H' = 2gH'(K_1 \xi_1 \cos \alpha_1 - K_2 \xi_2 \cos \alpha_2)$$

De donde $\rho = \rho'$. Las dos turbinas semejantes tendrían, pues, igual rendimiento. Esto nos permite deducir los elementos de una turbina conociendo los de otra turbina semejante.

Número de revoluciones específicas. — Sean n el número de revoluciones por minuto para una turbina, y n' el de la otra turbina semejante. μ la relación de semejanza.

Llamando Q y Q' los caudales en metros cúbicos por segundo y w y w' las secciones de entrada del agua en las turbinas, tendremos:

$$Q = m \cdot w \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \qquad Q' = m \cdot w' \sqrt{2 \cdot g \cdot H'}$$

m es un coeficiente de contracción que es el mismo para las dos turbinas.

Dividiendo las dos ecuaciones tendremos:

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{w}{w'} \sqrt{\frac{H}{H'}} = \mu^2 \sqrt{\frac{H}{H'}} \qquad [1]$$

Por otra parte,

$$\pi D n = 60 u_1 \qquad \pi D' n = 60 u'_1$$

D y D' son los diámetros exteriores de los rodetes.

Pero

$$u_1 = \xi_1 \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \qquad u'_1 = \xi_1 \sqrt{2 \cdot g \cdot H'}$$

Sustituyendo en las ecuaciones anteriores, tenemos:

$$\pi D \cdot n = 60 \xi_1 \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \qquad \pi D' \cdot n' = 60 \xi_1 \sqrt{2 \cdot g \cdot H'}$$

Dividiendo tenemos

$$\frac{D}{D'} \cdot \frac{n}{n'} = \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{H'}} \qquad [2]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y como $\frac{D}{D'} = \mu$, resulta:

$$\mu = \frac{n'}{n} \cdot \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{H'}} \qquad [3]$$

y eliminando μ entre la [1] y la [3], queda:

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{n'^2}{n^2} \frac{H\sqrt{H}}{H'\sqrt{H'}}$$

de donde

$$n' = n \sqrt{\frac{Q}{Q'} \frac{H'^{\frac{3}{4}}}{H^{\frac{3}{4}}}}$$

Llamando N y N' las potencias efectivas, y como los rendimientos son los mismos en las dos turbinas, podemos poner:

$$N = \nu \cdot Q \cdot H \qquad N' = \nu \cdot Q' \cdot H'$$

De donde

$$Q = \frac{N}{\nu H} \qquad Q' = \frac{N'}{\nu H'}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior tenemos

$$n' = n \sqrt{\frac{NH'}{N'H} \frac{H'^{\frac{3}{4}}}{H^{\frac{3}{4}}}}$$

Si hacemos $N' = 1$ y $H' = 1$, resulta, llamando n_s el valor de n',

$$n_s = \frac{n\sqrt{N}}{H\sqrt[4]{H}} \text{ (*)} \qquad [4]$$

(*) Esta fórmula no es homogénea. El factor de transformación será $m^{\frac{5}{4}}$, siendo

$$m = \frac{1}{0{,}305} = 3{,}28 \qquad m^{\frac{5}{4}} = 4{,}414$$

Por otra parte, el caballo de vapor métrico vale 735,4 watios y el inglés 745,7 watios; debido a esta diferencia habrá que multiplicar por la relación

$$\sqrt{\frac{K_1}{K_2}} = 1{,}0069;$$

luego la constante de paso del sistema inglés al métrico será

$$m^{\frac{5}{4}} \left(\frac{K_1}{K_2}\right)^{\frac{1}{2}} = 4{,}414 \times 1{,}0069 = 4{,}454$$

Así, pues, si $n_s = 50$ en medidas inglesas, en métrica será

$$n_s = 50 \cdot 4{,}454 = 222{,}7$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

De modo que este valor de n_s representa el número de revoluciones de una turbina de la serie de semejantes que para un salto de 1 m produce un caballo de potencia; y éste es el *número de revoluciones específicas.*

El conocimiento de esta expresión, que da el número de revoluciones específicas en función de n, N y H, y el saber que las turbinas semejantes tienen igual rendimiento, sirve de base a las fábricas de turbinas para normalizar su construcción, y da a los ingenieros un medio expedito para determinar el tipo de turbina que conviene en cada instalación, según las características de ésta.

Así las fábricas proyectan diferentes turbinas patrones que someten a experiencias en sus estaciones centrales de ensayo, y una vez obtenidos los tipos de las diferentes especies de turbinas que dan buen rendimiento, estos tipos sirven de base para construir una serie de turbinas semejantes a ellos, que, como hemos dicho, todas las turbinas de la serie de las semejantes tienen igual rendimiento y el mismo número de revoluciones específicas.

Cada tipo de turbina (rueda Pelton, turbinas Francis, rápida, normal o lenta) tiene buen rendimiento sólo entre ciertos límites del número de revoluciones específicas. Por ello dicho número ha de servir de indicación para conocer el tipo de turbina que conviene a cada instalación.

La expresión [2] encontrada antes relaciona los diámetros de dos turbinas semejantes con el número de revoluciones de las mismas y las alturas de salto. Ella nos sirve de base para deducir el diámetro de la turbina que se elija, y de este diámetro, por comparación, deducimos la relación de semejanza, y de ella la magnitud de todos los demás elementos de la turbina. Aun sin conocer el catálogo de la fábrica, podemos valernos de suficientes datos tomados del número de revoluciones, altura de salto y potencia de turbinas, que den buen rendimiento, obtenidos de monografías de centrales, para deducir en un anteproyecto el tipo de turbina y su diámetro aproximado. Y de esta deducción obtener las dimensiones, también aproximadas, de la casa de máquinas.

Se pueden resumir en el siguiente cuadro los valores de n_s que convienen con buen rendimiento a los diversos tipos de turbinas:

n_s	Tipo de turbina
5 a 30	Turbina Pelton con un inyector.
30 a 50	» » con con varios inyectores.
50 a 100	» Francis lenta.
100 a 200	» » normal.
200 a 400	» » rápida.
400 a 700	» hélice o Francis rápidas de varios rodetes.
500 a 1 000	» Kaplan.

Para el empleo de la fórmula que nos da el número de revoluciones específicas debemos hacer notar que en saltos pequeños y de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gran caudal, siendo la velocidad de entrada del agua en el rodete proporcional a la raíz cuadrada de la carga hidráulica, al ser el salto y, por lo tanto, la velocidad escasos, la sección de paso del agua se ha de obtener a expensas de aumento del diámetro del rodete y de la altura de los vanos de entrada. Al aumentar el diámetro disminuyen, como sabemos, el número de revoluciones. Y para conseguir una velocidad de rotación mayor, se puede disponer el dividir el caudal en varias partes iguales, y cada una de estas partes que mueva una turbina, que al absorber menor caudal tendrá menor diámetro y mayor número de revoluciones. Todas estas turbinas quedarán acopladas al mismo eje, y claro está que cada una de ellas tendrá de potencia la que corresponda al salto y caudal parcial; es decir, si el caudal total con el salto nos da una potencia N, al dividir el caudal en tres partes iguales, por ejemplo, para otras tantas turbinas, cada una de éstas tendrá de potencia $\frac{N}{3}$.

Veamos ahora cómo se pueden aplicar estos conocimientos para tantear la turbina que en cada caso convendrá emplear; y para ello pondremos varios ejemplos.

Ejemplo primero.—Salto, $H = 570$ m; potencia, $N = 10\,000$ caballos. Revoluciones por minuto, $n = 375$.

Aplicando la fórmula [4] tenemos:

$$n_s = 375 \frac{\sqrt{10\,000}}{\sqrt[4]{575}\sqrt{575}} = 13{,}40$$

Debe emplearse una rueda Pelton.

Ejemplo segundo. — $H = 120$ m.
$H = 1\,500$ HP.
$n_s = 18$. Es decir, queremos emplear rueda Pelton.

Aplicando la fórmula tenemos:

$$n = \frac{n_s H \sqrt[4]{H}}{\sqrt{N}} = \frac{18 \times 120 \sqrt[4]{120}}{\sqrt{1\,500}} = 185$$

Pero este número de revoluciones es inferior al del tipo de alternador que nos conviene. Tanteemos el emplear dos inyectores. Si suponemos que el rodete se desdobla en dos del mismo diámetro, cada uno con su inyector, cada rodete tendrá de potencia $\frac{N}{2}$, y entre los dos, N. Y sustituyendo en la fórmula, en vez de N, $\frac{N}{2}$, el número de revoluciones que obtendremos será el de antes, multiplicado por $\sqrt{2}$; o sea $185\sqrt{2} = 260$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Claro está que los dos rodetes de un inyector equivalen a uno solo del mismo diámetro con dos inyectores.

Si empleásemos cuatro inyectores, el número de revoluciones sería $185\sqrt{4} = 370$.

Si en el mismo salto quisiéramos emplear una turbina de reacción de 720 r. p. m., tendríamos:

$$n_s = 720\,\frac{\sqrt{1\,500}}{120\sqrt[4]{120}} = 70$$

Y este tipo sería el más ventajoso en nuestro caso.

Ejemplo tercero. — Supongamos que tenemos un salto de 12 m de altura y que queremos colocar grupos de 3 000 caballos, y que el número de revoluciones que nos interesa es de 240 por minuto.

El número de revoluciones específicas será:

$$n_s = \frac{n\sqrt{N}}{H\sqrt[4]{H}} = \frac{240\sqrt{3\,000}}{12\sqrt[4]{12}}$$

Esta cifra queda dentro del empleo adecuado de las turbinas-hélice. Pero cabría también la solución de Turbina Francis con varios rodetes acuñados al mismo eje. Tanteemos con dos. Entonces la potencia de cada rodete será $\frac{N}{2}$ y la fórmula del número n_s quedará:

$$n_s = \frac{n\sqrt{\frac{N}{2}}}{H\sqrt[4]{H}} = \frac{240\sqrt{3\,000}}{12\sqrt[4]{12}}\,\frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{580}{\sqrt{2}} = 410$$

Esta cifra está en el límite de empleo de las turbinas rápidas. Si tanteamos con tres rodetes, encontraremos análogamente

$$n_s = \frac{580}{\sqrt{3}} = 336$$

que queda dentro del grupo de las turbinas rápidas.

En época anterior se han adoptado soluciones de tres y hasta de cuatro rodetes; pero hoy el mismo resultado se consigue con un solo rodete (solución primera de turbina-hélice), y ha quedado en desuso, por su complicación, el instalar varios rodetes. La adopción de un número par de rodetes tiene la ventaja de al colocarlos invertidos compensar mutuamente los empujes axiales. Al instalar varios rodetes en turbinas de cámara abierta ha de quedar algún

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cojinete intermedio sumergido, y se hace visitable disponiendo el acceso a él por chimenea o galería.

Ejemplo cuarto. — Las turbinas del salto de Molinar (España) tienen $H = 66$ m; $n = 428$; $N = 7\,200$ CV. El número de revoluciones específicas es

$$n_s = \frac{428\sqrt{7\,200}}{66\sqrt[4]{60}} = 193 \text{ (turbina normal)}$$

Supongamos ahora que tenemos un salto de 75 m de altura y que, considerando que las citadas turbinas tienen buen rendimiento, queremos emplear en él una de la misma serie. Resultaría entonces:

$$n_s = \frac{n\sqrt{N}}{75\sqrt[4]{75}} = 193$$

de donde

$$n\sqrt{N} = 42 \cdot 460$$

Si hacemos $n =$ 500 resulta $N = 7\,200$
» $n =$ 600 » $N = 5\,000$
» $n = 1\,000$ » $N = 1\,800$

Ejemplo quinto. — Supongamos un salto de 200 m de altura y que queramos instalar una turbina como la de Molinar de $n_s = 193$. Tendríamos:

$$193 = \frac{n\sqrt{N}}{200\sqrt[4]{200}} = \frac{n\sqrt{N}}{750}$$

$$n \cdot \sqrt{N} = 750 \cdot 193 = 145\,000$$

Si queremos obtener $n = 1\,000$ resulta $N = 21\,025$ y $Q = 10$ m³/s
» » $n =$ 500 » $N = 84\,100$ y $Q = 42$ m³/s

Estos caudales pueden ser muy superiores a los que se pueda disponer. Además, la potencia señalada en segundo lugar no se ha alcanzado aún en una sola turbina; y la de 21 025, aunque se ha superado, puede no convenir a la explotación que se intente en caso de disponer del caudal citado de 10 m³/s. No conviene, pues, la turbina normal de $n_s = 193$, y habría que elegir entre las lentas o Pelton.

Supongamos que queremos instalar una rueda Pelton de $n_s = 21$. Entonces tenemos

$$n_s = 21 = \frac{n\sqrt{N}}{200\sqrt[4]{200}} \qquad n\sqrt{N} = 15\,750$$

Si queremos que $n = 1\,000$ resulta $N = 246$ CV.
» » $n =$ 500 » $N = 992$ »

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Ejemplo sexto. — Conocemos una turbina instalada en un salto de 32 m, con 1 000 caballos de potencia, y que da 300 r. p. m.

El número de revoluciones específicas resulta ser de 125.

Y empleando para un salto de 20,5 una turbina del mismo número específico, si el número de revoluciones conveniente es de 200, resulta la potencia de 750 caballos. El diámetro de la primera turbina sabemos es de 1,00 y deseamos conocer el diámetro de la segunda.

Recordemos la fórmula [2]:

$$\frac{D}{D'}\,\frac{n}{n'} = \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{H'}}$$

De ella se deduce:

$$D = \frac{D' \cdot n' \sqrt{H}}{n \sqrt{H'}} = \frac{1{,}00 \times 300 \sqrt{20{,}5}}{200 \sqrt{32}} = 1{,}20$$

Conocida la relación de semejanza, que en este caso es de 1,20 : 1,00, se podrían deducir análogamente todas las dimensiones de la turbina segunda, y también el espacio necesario para ello en la casa de máquinas; para esto último habría que multiplicar el espacio que ocupa la primera turbina por el cuadrado de la relación de semejanza.

En los saltos de pie de presa de embalse la altura aprovechable varía con el volumen de agua almacenada a veces entre límites muy separados; y si se adopta una cierta altura H, como determinante de las características de la turbina, al variar mucho H se perderá en rendimiento y variará el número de revoluciones. Este es un problema que no sabemos tenga solución adecuada práctica. Se puede, por ejemplo, el elegir como altura de mayor rendimiento del rodete la media, y así la oscilación en uno u otro sentido quedará reducida a la mitad de la total. Se podría disponer la posibilidad de cambio de rodete teniendo dos, cada uno de ellos apropiado para salto distinto. Pero esta variación representa una labor costosa, y mientras se realiza hay que contar con reserva en la Central. Esta solución la consideramos poco práctica. Hay otra disposición que creemos está patentada, y que ignoramos si se ha llevado a la práctica, y consiste en disponer sobre el mismo eje un rodete suplementario que no funcione en salto alto, y cuando descienda la altura ponerlo en funcionamiento, añadiendo así la potencia a la conseguida con el rodete de funcionamiento continuo. Pero esto añade una complicación a la Central, que tiene graves inconvenientes, aparte del aumento de coste.

Al haber varios grupos instalados en la Central cabría que uno de ellos, al menos, estuviese dispuesto para dar buen rendimiento con salto bajo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Curvas de rendimiento de las turbinas. — En las turbinas se suelen calcular los rodetes para que den su máximo rendimiento a

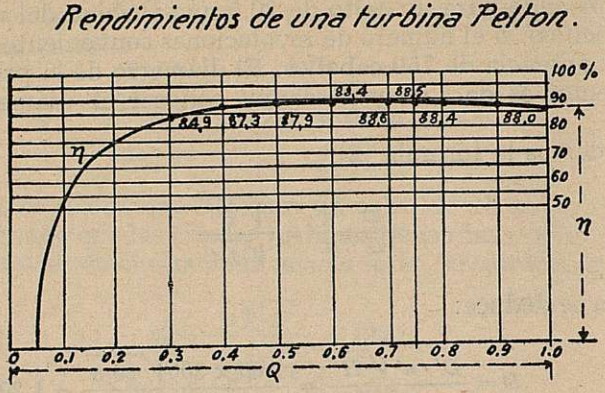


Fig. 484.

tres cuartos de carga; es decir, para un caudal igual a tres cuartos del máximo admisible; y se hace esto para que las turbinas no ten-

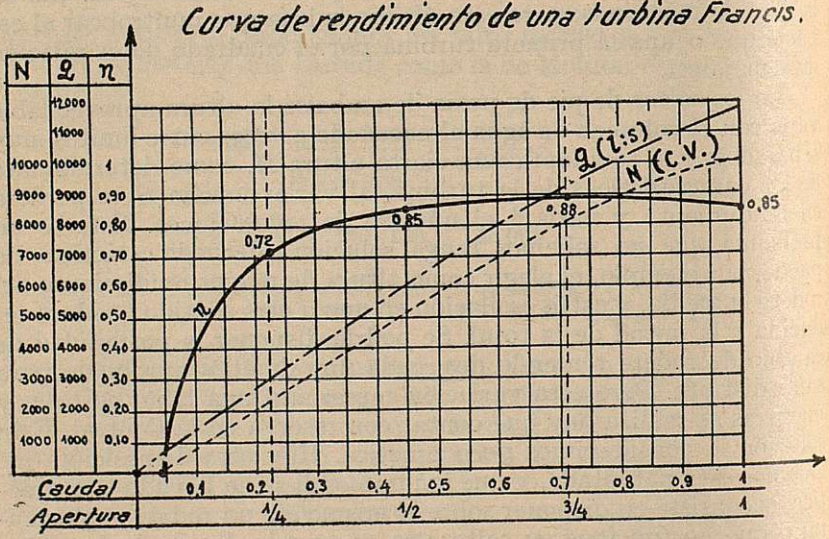


Fig. 485.

gan un rendimiento muy bajo a carga parcial. Y además, porque corrientemente las turbinas trabajan más horas a carga fraccionaria que a plena carga, e interesa, por lo tanto, que el rendimiento sea bueno en aquel caso.

La figura 484 indica una curva de rendimiento de una turbina Pelton, y la 485 análoga curva de una Francis. Se observan en la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

primera curva (fig. 484) los excelentes rendimientos a partir de 30 por 100 del caudal, es decir, lo aplanada de la curva desde dicho caudal. En cambio, en la figura 485 (turbina Francis) vemos mayor curvatura y, por lo tanto, más débiles rendimientos a carga parcial. Así, por ejemplo, a 0,30 de carga la Pelton a la que se refiere la figura 484 tiene un rendimiento de 84,9 por 100, mientras que la Francis sólo tiene escasamente el 80 por 100. A un cuarto de carga la Pelton tiene el 80 por 100 y la Francis el 72 por 100.

En las dos curvas observamos que hay un cierto grado de admisión al comienzo de la apertura del distribuidor, en que el rendimiento es cero; esto quiere decir que en ese período la turbina gastó todo el caudal de la admisión en su marcha en vacío.

El examen de la curva 485 fundamenta el que se proyecten los

Curvas de rendimiento de varios tipos de turbinas en función del caudal.

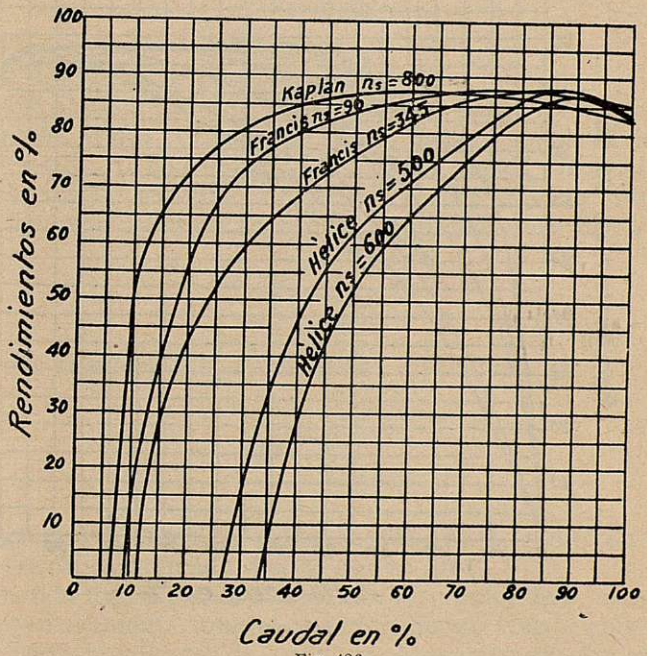


Fig. 486.

rodetes para máximo rendimiento a carga próxima a los tres cuartos. En este caso es de 88 por 100. Si se calculase el rodete para máximo rendimiento a plena carga, la curva de rendimiento al conservar próximamente la misma forma, bajaría en las admisiones parciales, como antes se dijo.

La figura 486 indica una comparación de curvas de rendimiento

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de varios tipos de turbinas de diferente número de revoluciones específicas Francis de $n_s = 90$ (lenta); $n_s = 345$ (rápida). Hélice para $n_s = 500$ y $n_s = 600$; y Kaplan para $n_s = 800$.

El examen de estas curvas suministra útil enseñanza.

Desde luego se ve que algunas turbinas, especialmente las hélice, requieren mucho caudal para empezar a dar rendimiento. Las hélice llegan a un excelente rendimiento (cerca del 90 por 100) para caudal próximo al máximo. Pero a carga parcial baja mucho. De modo que estas turbinas no conviene trabajen mucho tiempo a carga parcial. Y para ello se deberá multiplicar el número de unidades, lo que encarece la instalación. Las Francis tienen mejor utilización a carga fraccionaria. Pero a todas supera la Kaplan.

Curvas de rendimiento de varios tipos de turbinas en función de la potencia.

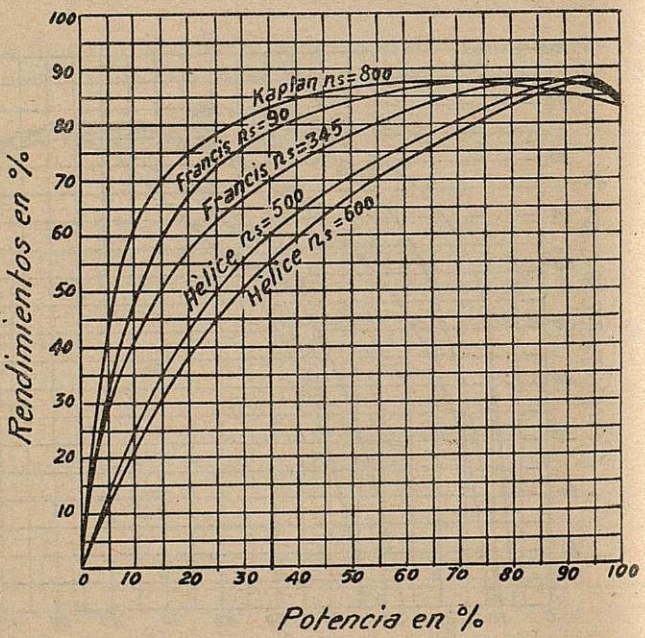


Fig. 487.

La figura 487 indica también las curvas de rendimiento de los mismos tipos de turbinas, pero tomando como abscisas las potencias.

Los modelos de ensayo de los tipos de turbinas se prueban al freno y se pueden obtener una serie de curvas de igual rendimiento en función del número de revoluciones específicas que se indican en la figura 488, y que denominaremos curvas topográficas de igual rendimiento.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

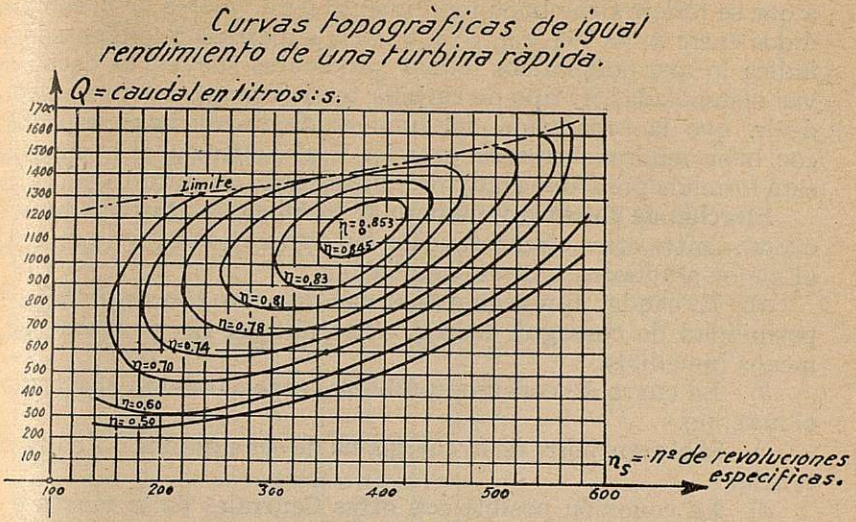


Fig. 488.

Para dibujarlas se procede como sigue:

El distribuidor se abre para que deje pasar un cierto caudal, por ejemplo, el que corresponde al grado de admisión un cuarto. Se conoce el salto H. Se frena la turbina para que dé un cierto número de revoluciones n. Se mide la potencia N (con el freno Prony u otro procedimiento). El rendimiento n lo obtendremos de la fórmula

$$\eta = \frac{N \times 75}{QH}$$

Se obtiene el número de revoluciones específicas

$$n_s = \frac{n\sqrt{N}}{H\sqrt[4]{H}}$$

Y así tenemos la abscisa y ordenada de un cierto punto de la superficie topográfica indicada, punto que se acota.

Frenando más o menos obtenemos otro valor de n, menor o mayor, respectivamente, que el anterior. Se vuelven a encontrar los valores correspondientes de μ y n_s, y obtenemos así otra abscisa n_s, la misma ordenada de antes (la admisión no se ha variado), y se define otro punto. Se encuentran otros más para la misma admisión. Luego se varía ésta y se procede análogamente, y se obtienen así una serie de puntos acotados con el valor de μ; y uniendo los de igual valor (interpolando cuando sea conveniente) se obtiene la superficie topográfica que define los rendimientos del tipo ensayado de turbina. Examinando dicha figura se ve que el tipo de turbina

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

a que se refiere tiene buen rendimiento para valores de n_s comprendidos entre $n_s = 350$ y $n_s = 410$. Si la superficie representada nos indica lo que pudiéramos llamar pendientes suaves, es decir, curvas distanciadas, el tipo de turbina tendría amplitud de empleo, es decir, que la separación del número de revoluciones específicas con buen rendimiento sería grande. Y al contrario, si la superficie está formada por curvas muy próximas, dicha amplitud sería escasa.

Elección de potencia y número de turbinas. — Hay que tener en cuenta, entre otras circunstancias, las siguientes, a fin de conseguir el mejor rendimiento de la instalación:

a) El caudal aprovechable en las diversas épocas del año. La posibilidad de conseguir la regularización del río en fecha más o menos inmediata.

b) La curva de consumo probable, especialmente el mínimo y el máximo.

c) Si el transporte de la energía ha de ser a grande o a corta distancia.

d) La conexión posible con otras Centrales de la misma o de otra empresa.

e) El coste de las unidades.

Conviene colocar al menos un grupo de reserva para prever el caso de reparaciones en alguno de ellos.

También conviene que los grupos sean de igual potencia, a fin de que en el servicio puedan sustituirse unos a otros. Con dicha igualdad se consigue, además, que el stock de piezas de reserva, por ser las mismas para todas las turbinas, no sea tan grande como en el otro caso.

Si la potencia del grupo o grupos de la Central fuese tal que en estiaje quedara uno solo trabajando a menos de media carga, es decir, con mal rendimiento, la elección de aquélla sería desacertada, puesto que se perdería parte de la energía cuando más necesario era ahorrarla. Si la Central tiene escasa potencia, es necesario que en estiaje quede un grupo trabajando a tres cuartos de carga o cerca de ella, para obtener buen rendimiento.

Si la Central es importante, puede pensarse o en colocar escasas unidades, dos como límite mínimo para tener reserva, o varias de menor importancia. La primera solución tiene la ventaja de la economía; pero puede presentarse el inconveniente antes indicado de trabajar un solo grupo en bajas aguas con mal rendimiento. Si multiplicamos los grupos, el rendimiento será mejor, por trabajar en todo momento varios grupos a carga suficiente para obtenerlo bueno. La reserva es, además, más eficaz. Pero la instalación se complica y encarece, no sólo por el coste de las máquinas, sino también por el de la obra; y la explotación es más gravosa por unidad de potencia. Así, por ejemplo, en la figura 489 se indica la curva global de rendimiento de las turbinas en una Central en los casos de instalar una, dos o tres. Así, en el caso de una sola turbina, el rendimiento lo dará la curva *Omn* en función del caudal. En el caso de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

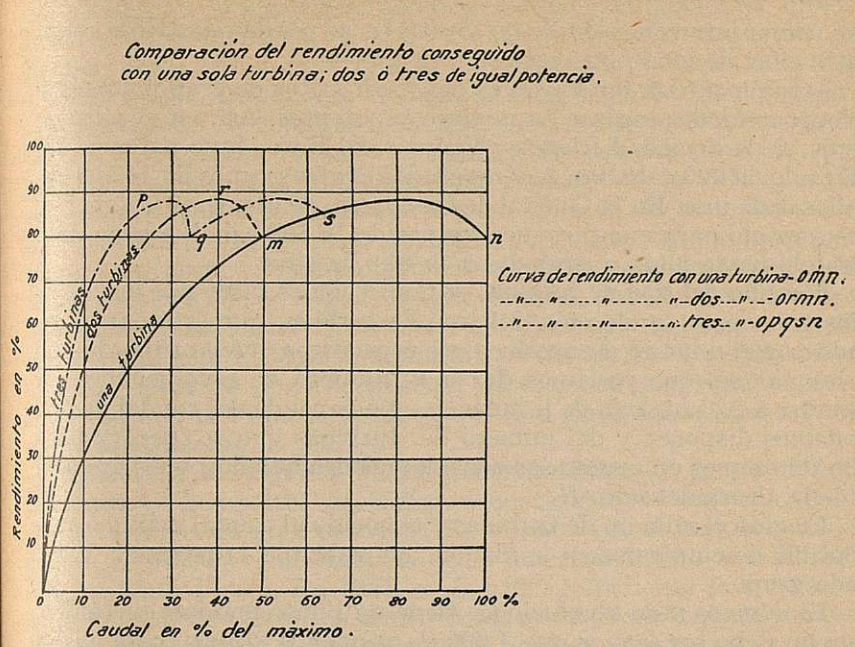


Fig. 489.

dos turbinas, la curva de rendimiento tendrá la forma *ormn*. Si se instalan tres, la curva será *opqsn*. De modo que a medida que se aumente el número de unidades se obtiene mejor rendimiento para caudales parciales. El límite de estas curvas sería una recta horizontal a la altura del máximo rendimiento, correspondiendo a un número infinito de grupos.

Si el transporte de la energía ha de hacerse a gran distancia, el voltaje tendrá que ser elevado y los grupos de gran potencia son los más indicados para obtenerlo.

Si contamos en la instalación con posibilidad de llevar a efecto la regulación diaria o anual, mejorando así el factor de utilización de la energía potencial del salto, es preciso tener esto en cuenta en la elección de la potencia de los grupos de turbinas. Y si no se lleva a cabo, al principio, dicha regulación, hay que pensar en una disposición transitoria mientras esto ocurre, y otra definitiva para cuando tenga lugar, y que estas soluciones se armonicen sin gran aumento de coste.

Si la central está destinada a ser conectada con otra u otras de la misma o de otra empresa, que mutuamente se completen y auxilien, entonces se puede prescindir incluso de la reserva en cada Central, constituyéndola las otras Centrales. Se elegirá un número de grupos muy reducido, que siempre será posible tenerlos trabajando a cerca de plena carga, es decir, con el mayor rendimiento, puesto

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

que con la interconexión de las Centrales se puede repartir la carga entre ellas de modo que esto se consiga.

Actualmente la tendencia es construir saltos de gran potencia y colocar unidades escasas en número y potentes. Así, en el salto de Serós, de la Sociedad Riegos y Fuerzas del Ebro, cuya potencia total es de 60 000 caballos, hay montados cuatro grupos de 14 500 caballos cada uno. En la Central de Camarasa, de la misma Compañía, hay espacio para montar cinco grupos de 18 500 caballos cada uno, estando hasta ahora instalados sólo tres de ellos.

Elección del tipo de turbina. — Como hemos visto por los ejemplos anteriores, la elección del tipo de turbina, que está caracterizado por el número de revoluciones específicas, queda subordinado a los valores que podamos dar a n, número de revoluciones por minuto; a N, potencia de la turbina, que depende del caudal de que podamos disponer y del número de turbinas que se fijen (y para ello tendremos en cuenta las consideraciones que después haremos) y de la altura del salto H.

Elegido el número de turbinas y conocido el caudal máximo susceptible de emplearse en la instalación, sabemos la potencia N de cada grupo.

El número n de revoluciones tiene un límite máximo mecánico, que no debe ser mayor que 1 000 en pequeños grupos; pero en los de gran potencia este límite desciende mucho.

Por lo tanto, conocidos estos valores, se deduce n_s y por él el tipo de turbina.

Antes, con potencias relativamente pequeñas, el límite de altura de salto de empleo de la turbina Francis quedaba por bajo de los 100 m. Pero hoy, con grandes potencias de salto, dicho límite se ha superado mucho.

Así, de la fórmula del número de revoluciones específicas se deduce:

$$H = \sqrt[5]{\frac{n^4 N^2}{n_s^4}}$$

Y si suponemos un tipo de turbina Francis lenta de $n_s = 50$, con $n = 500$ y $N = 20\,000$, se encuentra para $H = 332$. En épocas relativamente recientes se han instalado turbinas Francis en los saltos siguientes:

Beeg Creek, nº 8 (E. U.)	$H = 210$	$N = 30\,000$ CV.
Portland Electric Power (E. U.) ($n = 514$; $n_s = 85$)	$H = 280$	$N = 35\,000$ »
Arnstein Electric Power (Méjico)	$H = 246$	$N = 15\,000$ CV.
Tepexic » » »	$H = 210$	$N = 21\,000$ »

En las turbinas-hélice el límite actual de altura de salto se encuentra entre los 10 y 20 m.

En la elección del tipo de turbina de reacción (Francis) o de ac-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ción (Pelton) hay una cierta zona de indiferencia cuando n queda en las proximidades de 50. Y cosa análoga decimos respecto a la elección entre turbinas rápidas y hélice cuando n tiene un valor próximo a 400. Entonces la elección se hace depender de otras consideraciones de economía o de circunstancias de explotación de la Central. Por ejemplo, cuando las aguas arrastran caudal sólido, que pueden erosionar las turbinas, es más conveniente la Pelton, en la que es muy fácil reponer la aguja y boquilla de los inyectores con poco relativo coste; mientras que en la Francis la reposición es más onerosa en coste y tiempo. Esto determinó en la instalación de Sembrancher (Valais, Suiza) la adopción de las Pelton (*Bulletin Technique de la Suisse Romande*, 1930, 9 de agosto, pág. 191). Si una Central está destinada a suministro de fuerza con carga muy variable, como los casos de tracción eléctrica, es preferible emplear la Pelton que la Francis, porque aquélla a carga fraccionaria tiene mejor rendimiento.

Indicación de algunas instalaciones potentes de grupos hidroeléctricos. — Los saltos del Niágara continúan batiendo el *record* de las turbinas de gran potencia. En el año 1920 se instalaron tres grupos de 35 000 caballos en la orilla americana para la Sociedad Niágara Falls Power. En 1921, en la orilla canadiense se montaron en la Central de Queenton cinco turbinas de 58 000 caballos. Y en 1923 se instaló nuevamente en la orilla Yankee, para la misma Sociedad Niágara Falls Power, un grupo al que luego siguieron otros dos, de la potencia cada uno de 70 000 caballos, habiendo trabajado el primero sobrecargado con 84 000 caballos de carga total.

El salto aprovechado por estas últimas turbinas es de 64 metros, y el número de revoluciones por minuto de 104. El salto de la Central de Queenston es de 88 metros. Todas estas turbinas indicadas son del tipo Francis, de un solo rodete con eje vertical.

En Conowingo (E. U.), sobre el río Susquehanna, se han instalado 7 turbinas de 54 000 CV. para $H = 27$ m, $Q = 200$ m³/s, $n = 81$ r/m, $n_s = 375$. El diámetro de la tubería, 8,20 metros.

En Italia, en la instalación de Cardano, hay instaladas turbinas de 45 000 CV. para 155 metros de salto.

En Galeto (Italia) las hay de 50 000 CV. para 197 metros.

En Isle Maligne (E. U.) hay instaladas 8 turbinas de 40 000 CV. para $H = 33$ metros.

En la Central de Kanidera (Japón) hay dos turbinas de 38 500 CV. para $H = 134$ metros, $n = 300$ r/m, $n_s = 426$.

En Shanon (Irlanda) se han instalado turbinas Francis de 38 600 CV. para 33 metros de salto.

Y así muchos otros casos de grupos comprendidos entre 20 000 y 50 000 CV.

De ruedas Pelton, la mayor, instalada en el salto de Caribou, de 30 000 CV.

En Big Creek (E. U.) hay montadas ruedas Pelton de 23 000 CV. para salto de 630 metros. En el salto del Cinca (España) hay

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

instaladas turbinas Pelton de 20 000 CV. con tres inyectores para $H = 450$ m.

Las mayores, o de las mayores turbinas-hélices construídas hasta el día, son las de Manitoba Power Co. (E. U.), de 28 000 CV. para salto que oscila entre 5,40 y 15 metros. Las de Saint Maurice Power Co., de 30 000 CV. para 18 metros de salto.

En Alemania, en la instalación de Ryburg Schworstadt, en el Rin, en la frontera suiza, se instalan 4 turbinas Kaplan de 39 500 CV. para salto de 11,50 metros, con caudal por turbina de 300 metros cúbicos por segundo. El diámetro del rodete es de 7 metros. La altura de los álabes del distribuidor es de 2,70 metros. Son las mayores construídas hasta ahora. El número de revoluciones específicas, $n_s = 750$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XXVII

CAMARAS DE LAS TURBINAS. CANAL DE DESAGÜE

Cámaras de turbinas.—*Disposición de éstas con eje vertical u horizontal.*—Hemos dicho ya que las turbinas se colocan en cámara abierta o cerrada. Se emplea la cámara abierta en saltos de altura inferior a 12 ó 15 m. La cámara abierta, si se emplean turbinas de eje vertical, queda por debajo de la Casa de Máquinas (figura 447). Si la turbina es de eje horizontal, la cámara queda situada contigua a la Casa de Máquinas (figuras 440, 441, 446 y 448). En el primer caso, el nivel de agua arriba queda por debajo del piso de aquélla. En el segundo caso, el nivel queda por encima del piso de la Casa de Máquinas, y el eje entra en ella lateralmente a través de un prensa-estopa. Según la situación relativa de la cámara y el canal de desagüe, el codo del tubo de aspiración queda dentro de la cámara (figuras 440, 446 y 448) y el eje de la turbina atraviesa, por medio del prensa-estopa, una placa de cierre, que separa la cámara de la Casa de Máquinas, o el codo del tubo de aspiración queda dentro de ésta (fig. 441).

Este tubo de aspiración, unas veces es todo de palastro (figuras 440 y 441), o es total o parcialmente de hormigón (figuras 446, 447 y 448. Cuando la turbina tiene varios rodetes se suele disponer un tubo para cada dos (figuras 440 y 448).

Turbinas de eje vertical en cámara abierta.—Se emplean turbinas de eje vertical en cámara abierta:

a) Cuando el salto es pequeño, menor de 6 m, y, por lo tanto, no hay suficiente altura para instalar turbinas de eje horizontal dejando la suficiente distancia desde el nivel de agua arriba hasta el rodete, pues el piso quedaría muy cerca del nivel de agua abajo, y expuesto a ser inundado.

b) Cuando las variaciones del nivel de agua abajo son tan grandes, que puedan alcanzar al citado piso, en el caso de instalar turbinas de eje horizontal. Aun si el salto es mayor de 6 m, si la citada variación de nivel pudiera determinar la inundación del piso si se instalaran turbinas de eje horizontal, se adoptan las de vertical.

c) Cuando la ladera es escarpada y la instalación de turbinas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de eje horizontal, que requiere más espacio en planta que las de vertical, resulta más costosa.

Cuando la turbina corresponde a una central eléctrica, que es el caso corriente, el alternador puede ser de eje vertical y quedar directamente acoplado a la turbina, o ser de eje horizontal y transmitirse el movimiento por engranaje cónico (fig. 447), o necesitar, además de éste, una transmisión de correa. Esta última disposición, si bien permite el adoptar un alternador de mayor número de revoluciones y, por lo tanto, más barato, requiere más espacio en la Casa de Máquinas, y esto aumenta el coste. Además, la transmisión resulta más complicada y el rendimiento del conjunto es menor.

En 1919 la casa alemana Schichau introdujo en el mercado la transmisión de movimiento del eje vertical de la turbina al alternador, también de eje vertical, por medio de engranajes, llegando en éstos hasta una multiplicación de número de revoluciones de 1 : 15. El rendimiento de estos engranajes se garantiza del 98 por 100. Con esta disposición se consigue gran economía en alternador y se requiere poco espacio en la Casa de Máquinas.

Turbinas de eje horizontal en cámara abierta.—Se emplean turbinas de eje horizontal en cámara abierta en saltos de altura comprendida, aproximadamente, entre 6 y 15 m.

Por una parte, el piso de la Casa de Máquinas debe quedar por encima del nivel de la máxima riada. Por otra, conviene que el

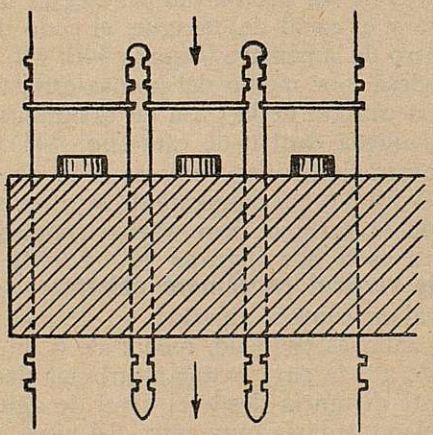


Fig. 490.

punto más alto del distribuidor de la turbina quede, al menos, 2,50 m por debajo del nivel del agua en la cámara, pues si dicha distancia es escasa, el agua formaría remolinos para la entrada en el distribuidor, que arrastrarían aire, perjudicando el funcionamiento de la turbina.

Si tomamos como altura máxima del tubo de aspiración 6 m,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

como el eje horizontal de la turbina ha de quedar aproximadamente 1 m por encima del piso de la Casa de Máquinas, éste no puede estar a mayor altura que 5 m del nivel agua abajo.

La velocidad del agua en la cámara conviene que no exceda de 0,80 m, para evitar la formación de remolinos. El agua debe tener fácil entrada a todo el contorno del distribuidor; así que éste ha de quedar algo elevado respecto al fondo de la cámara. Este resalto contribuye también a que se depositen algunos materiales gruesos que hayan podido caer en ella, o venir arrastrados por el agua. Debe existir una válvula de fondo para su total desagüe.

Cada turbina debe quedar en una cámara individual, para poder aislarla en caso de parada o reparación.

El desagüe de las turbinas se hace bien en cámara individual

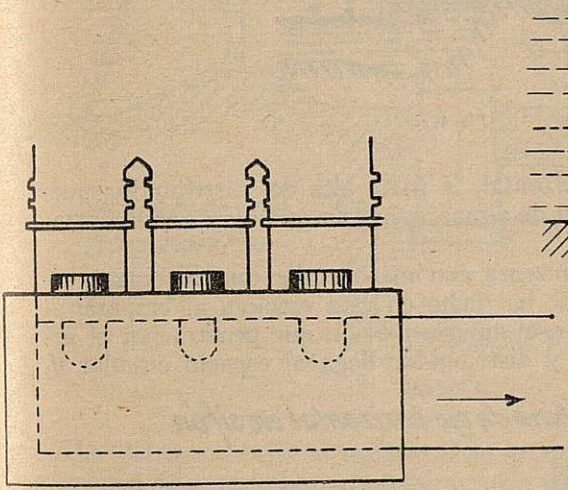


Fig. 491 *a*.

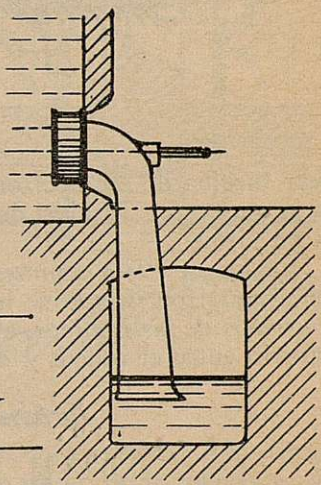


Fig. 491 *b*.

(figura 490) o desembocando los tubos de aspiración de las diferentes turbinas dentro de un mismo canal de desagüe (fig. 491). Es preferible la primera solución.

El muro de separación de las cámaras de turbinas y de la Casa de Máquinas, aparte de ser suficientemente sólido, ha de resultar impermeable. Se hace de mampostería o de hormigón, con mortero muy rico de cemento. Para conseguir dicha impermeabilidad, cabe el añadir al cemento alguno de los muchos productos hidrófugos, o pintar la pared con varias manos de asfalto, o interponer en ella cartón asfaltado, o disponer un plano de drenaje.

Turbinas en sifón.—Cuando el salto no permite la instalación de la turbina, ya sea de eje vertical o de horizontal, de tal modo que el rodete quede lo suficientemente sumergido en el agua para que no se produzcan remolinos y absorción de aire, se apela

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

a instalarlas con llegada de agua dispuesta en sifón, como indican las figuras 492 y 493 *a*. La primera representa una turbina de eje vertical, y la segunda, otra de eje horizontal. Así, por ejemplo, en saltos en que el nivel de agua tiene mucha oscilación, y por ello hay que poner el piso de la Casa de Máquinas a nivel cercano al de agua arriba, si se desea, por economía o por otra razón, el em-

Turbina de eje vertical en sifón.

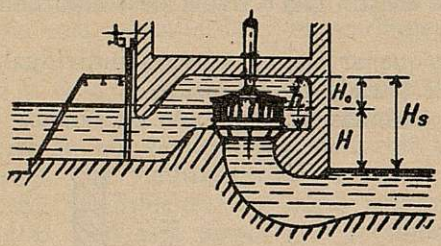


Fig. 492.

plear turbina de eje horizontal, la parte alta del distribuidor quedaría muy cerca del nivel de aguas, y habría que disponer la entrada en sifón.

La figura 493 *b* representa con más detalle una turbina horizontal en sifón. Como se ha dicho en esta sección, al empezar a ocuparnos de las *ranguas*, el agua a presión que penetra por el intersticio entre el rodete y distribuidor llega al espacio circular *d*,

Turbina de eje horizontal en sifón.

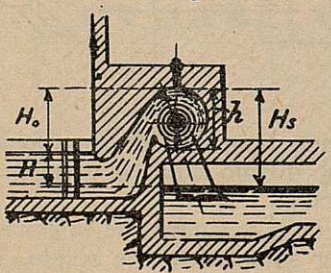


Fig. 493 *a*.

formado entre el rodete y la cubierta de éste y del distribuidor, determinando un empuje axial.

Para evitar este empuje, son dispuestos agujeros en el fondo del rodete (en la figura no se indican), los que unen el espacio *d* con el tubo de aspiración de la turbina. Efecto de dichos agujeros, la presión en *d* disminuye considerablemente, pero ocasionan a la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

vez una pérdida de agua que equivale a una disminución de rendimiento de la turbina. Esta pérdida se utiliza en las turbinas de sifón, dispuestas, como indica la citada figura, para aspirar el aire que se almacena en el vértice de aquél. Para ello, en vez de unir el espacio *d* con el tubo de aspiración por intermedio de los agujeros citados, se pone en comunicación directa con el desagüe por

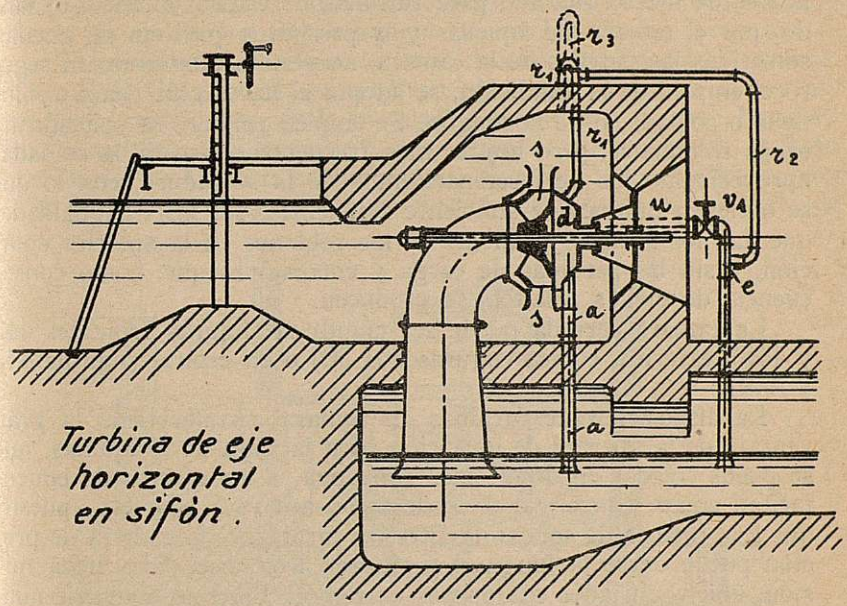


Fig. 493 *b*.

medio del tubo *a*. En el espacio *d* se produce entonces una depresión, que se aprovecha para aspirar, por medio de la tubería r_1, el aire que se almacena en el vértice del sifón.

En evitación de que por el tubo r_1, además del aire, pueda escaparse también el agua sin rendir trabajo en la turbina, esta tubería, como indica la solución de trazos r_3, es llevada lo suficientemente alta para que su punto superior quede por encima del nivel de agua arriba.

Para obtener una puesta en marcha rápida cuando las turbinas están situadas muy altas, se provee la instalación de una bomba *e* de circulación de agua, que toma ésta por la tubería *u* de la cámara de la turbina y la lleva hacia el desagüe; pero, en virtud de la depresión que se produce por el estrechamiento en *e* del chorro, absorbe por la tubería r_2 el aire que se acumula en el vértice del sifón, y de este modo rápidamente se aleja el aire y se pone en marcha la turbina, y, conseguido esto, se cierra la llave v_1.

Turbinas en cámara cerrada.—Al aumentar la altura de salto en las turbinas de cámara abierta, el muro de separación entre

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

dicha cámara y la Casa de Máquinas crece en importancia, aumentando su coste y las dificultades de impermeabilización, y pronto se llega a un límite práctico de altura de salto (alrededor de los 15 m) en que se determina la conveniencia de llevar el agua en presión en tubería hasta la turbina, que queda entonces cerrada en una cámara, que puede ser metálica o de hormigón. La metálica es de hierro fundido para turbinas de escasa potencia. Cuando, por el tamaño de aquéllas y la presión a que han de quedar sometidas las paredes de la cámara, no resulta económico ni seguro el empleo de la fundición, se adopta el hacerla de chapa roblonada o soldada, o de hormigón. Se empleó primero la solución de chapa roblonada; pero hoy es más frecuente el uso de la soldada, aprovechando los perfeccionamientos de la soldadura, con lo que se obtienen uniones de suficiente resistencia, sin las desigualdades que dan los solapes y saliente de los roblones en la anterior solución, y sin las pérdidas de carga y corrosiones que, como consecuencia de dichos resaltos, se producen.

La cámara cerrada puede ser cilíndrica (figuras frontales 442 y 445), esférica, cónica (figuras 501-30) o en espiral (figuras 443 y 449).

La disposición de turbinas en cámara cerrada tiene la gran ventaja de la libertad de ubicación para la Casa de Máquinas, que se puede colocar en donde más convenga, a los efectos de cimentación, enlace con el canal de desagüe, acceso a ella, etc., puesto que a la tubería de conexión entre las turbinas y la cámara de presión puede darse la longitud y trazado necesario para dicha misión, una vez fijados sus puntos extremos. Pero no conviene abusar de dicha libertad, puesto que la mayor longitud de tubería ocasiona mayor importancia en los golpes de ariete y aumento en la pérdida de carga, y esta pérdida crece también con los codos de que haya necesidad de dotar aquélla. Dicha flexibilidad de ubicación de la Casa de Máquinas con turbinas de cámara cerrada proporciona también la posibilidad de colocar aquélla en la ladera opuesta a la en que se desarrolla el canal, atravesando el río las tuberías, disponiéndolas en arco o sostenidas por estructura metálica o de hormigón.

La disposición de turbinas en cámaras cerradas es lo más usual, por abundar los saltos en que, por su altura, superior a 15 m, conviene adoptar dicha modalidad. Y, dentro de dicho tipo, la más empleada es la espiral.

La turbina de cámara cerrada cilíndrica, cuando, como en la figura 442, el eje del cilindro coincide con el de la tubería de llegada, se llama frontal.

En la cámara en espiral se va estrechando la sección de paso del agua a medida que va entrando parte de ésta en el distribuidor de la turbina, y así se puede conseguir igual velocidad en el agua de la cámara antes de entrar en aquélla, evitándose así los

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cambios de velocidad y vibraciones consiguientes que tienen lugar en las otras cámaras, lo que perjudica al rendimiento.

Turbinas de eje vertical en cámara cerrada.—Cuando, siendo el salto de altura tal que convenga emplear cámara cerrada para las turbinas, y conviniendo una cierta altura del tubo de aspiración, ésta no permita el situar el piso de la Casa de Máquinas libre del acceso de las aguas en máximas riadas, en caso de emplearse turbinas de eje horizontal, se adopta la solución de eje vertical.

También puede influir en esta elección el coste de las obras cuando la Casa de Máquinas haya que situarla en una ladera escarpada, puesto que, en la instalación de turbina con eje horizontal, la turbina, el alternador y sus apoyos y transmisiones, en caso necesario, se suceden en horizontal, mientras que, en turbina con eje vertical, esta situación relativa se desarrolla en vertical; de

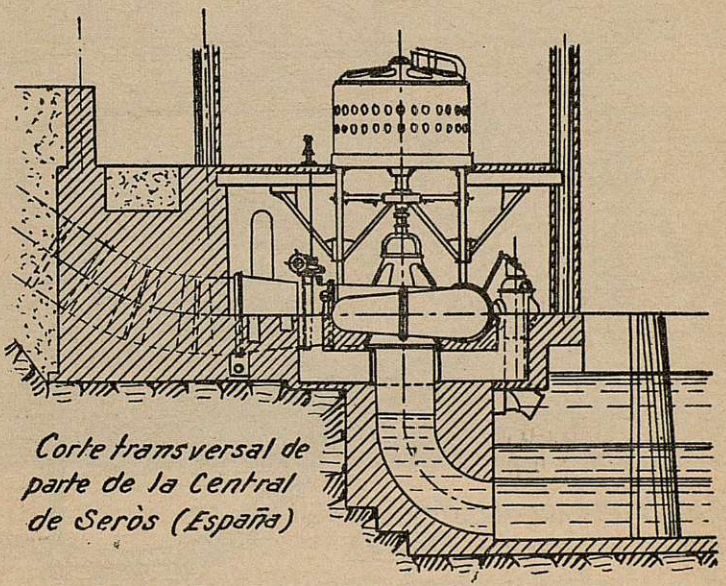
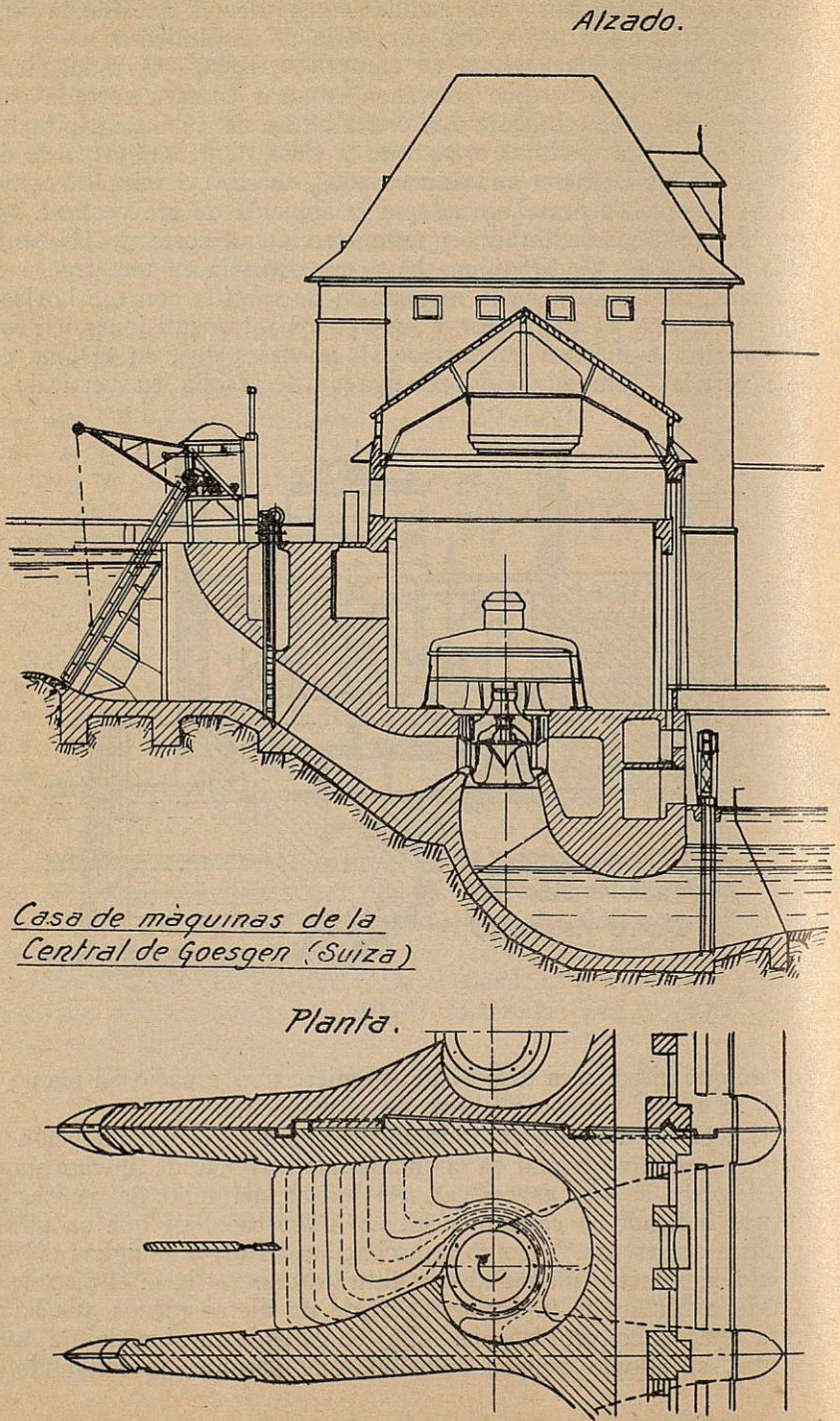


Fig. 494.

modo que la primera disposición requiere más espacio en planta y, por lo tanto, mayores obras de explanación.

La primera razón es fundamental para la actual adopción de este tipo de eje vertical en las modernas turbinas de mucho número de revoluciones específicas. Al hablar del tubo de aspiración hemos indicado la conveniencia, en dicho caso, de que su altura estática sea escasa. Y como la oscilación del nivel de aguas del río es corrientemente mayor que la altura a que quedaría el piso de la Casa de Máquinas (aproximadamente un metro menos que la altura estática conveniente del tubo) en caso de turbina de eje horizontal, se adopta aquella solución, que permite, prolongando el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Figuras 495 *a* y *b*.

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

eje, el elevar el piso a la altura a que no alcancen las máximas riadas.

En las grandes instalaciones modernas se adoptan hoy únicamente las turbinas de eje vertical con alternador directamente acoplado, como indica la figura 449 y la 494.

En estos casos la turbina queda alojada en un entrepiso inferior al piso de la Casa de Máquinas. En dicho entrepiso, además de la turbina, se sitúan el servomotor y la transmisión del movimiento al distribuidor, quedando encima del piso general de la

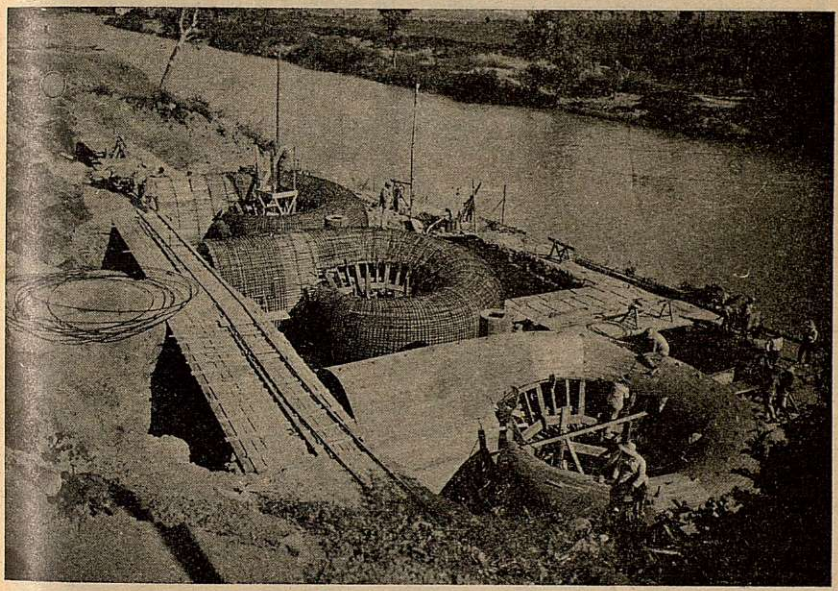


Fig. 496.

Casa de Máquinas, además del alternador con la excitatriz, el tacómetro del regulador.

La figura 494 indica el corte transversal de parte de la Casa de Máquinas de Serós (España). Las turbinas son de cámara espiral con chapas roblonadas.

Las figuras 495 *a-b* representan cortes horizontal y transversal de la Central de Goesgen (Suiza), en la que las cámaras en espiral de las turbinas están formadas en el hormigón que sirve de basamento a la Casa de Máquinas. La figura 496 es una vista de la construcción, en abril de 1921, de las cámaras espirales de hormigón armado de las turbinas montadas en el salto del Carpio (España), de la Compañía Mengemor.

Turbinas de eje horizontal en cámara cerrada.—Esta disposición ha sido la más empleada hasta ahora en saltos de altura su-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

perior a 15 m. Y desde luego tiene las indudables ventajas de la mayor accesibilidad a los órganos de la turbina, la de quedar toda la maquinaria sobre el piso general de la central y a la vista del personal y la mayor baratura de la turbina, puesto que en la de eje vertical todo el peso del rodete, así como el del rotor del alternador cuando está acoplado al mismo eje, ha de soportarlo la ran-

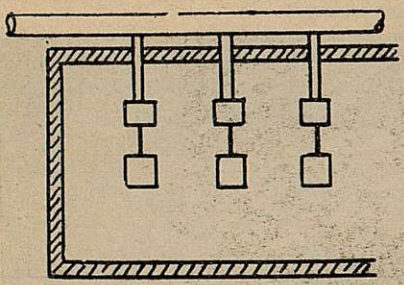


Fig. 497.

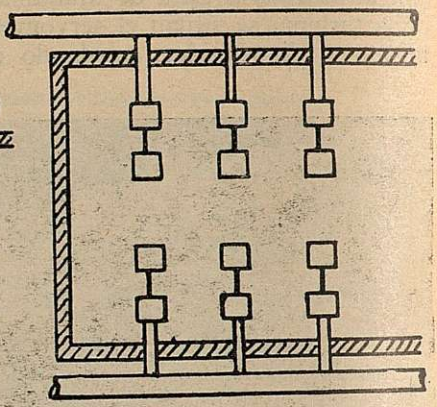


Fig. 498.

gua de la turbina, y con ello dicha rangua, el eje y los cojinetes-guía determinan el mayor precio en la unidad que si la turbina fuese de eje horizontal, y entonces el peso total antes indicado se repartiría entre tres o más cojinetes, de menor coste y más garantía de buen funcionamiento.

Pero ya se ha indicado que la instalación de turbinas de eje

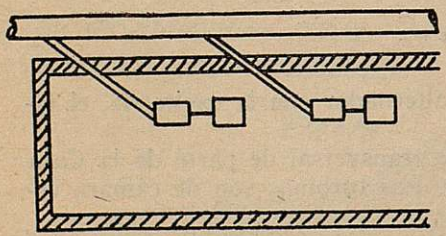


Fig. 499.

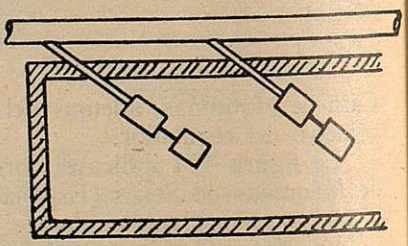


Fig. 500.

horizontal requiere más espacio en planta y mayor coste de explanación. Y además, y sobre todo, que si se adoptan turbinas de número elevado de revoluciones específicas que exigen un tubo de aspiración corto, con turbinas de eje horizontal no se suele conseguir que quede el piso libre del nivel de máximas riadas. Y esto determina que en la actualidad, para los grandes grupos con tur-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

binas rápidas, se haya desechado por completo el tipo de eje horizontal y se adopte generalmente el citado de eje vertical.

La figura 442 indica una instalación de turbinas frontales con eje horizontal en cámara cilíndrica, con dos rodetes y acoplamiento directo al alternador.

La figura 443 representa una instalación con turbinas de eje horizontal en cámara espiral. En este caso la tubería entra a la Casa de Máquinas por debajo del piso; en otros entra por encima

Fig. 501 - Tipos de turbinas que construye la Casa Amme Giesecke y Konegen - Braunschweig (Alemania) con subindices correspondientes á los esquemas diferentes.

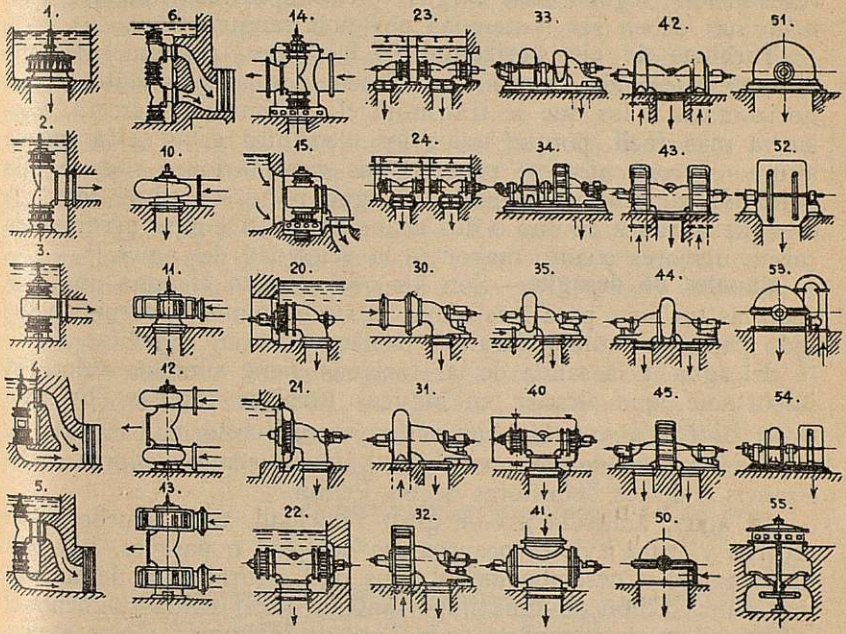


Fig. 501.

del piso, y aunque constituye un obstáculo para el paso, queda en mejor posición para su manejo la válvula de cierre de la tubería anterior a la turbina.

La repartición de los diferentes grupos en la Casa de Máquinas se puede hacer como indican las figuras 497, 498, 499 y 500. La primera disposición es la más sencilla (fig. 497). La de la figura 498 es la que da más ahorro de superficie, pero en cambio requiere mayor ancho en la Sala de Máquinas y doble tubería. En estas dos disposiciones los injertos de toma de agua para las turbinas se hacen en ángulo recto, lo que origina más pérdida de carga que en las disposiciones 499 y 500. La comparación del coste y las circunstancias de ubicación y ancho de que se disponga, sin grandes obras, determina el adoptar una u otra solución.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las figuras 501-2-3 representan los diferentes tipos de turbinas que fabrica una casa constructora alemana. Basta su examen para comprender en qué divisiones de las citadas hay que clasificar a cada una de ellas.

Resumiendo las ventajas e inconvenientes de las turbinas de eje vertical y horizontal, podemos decir:

Turbinas de eje vertical.—*Ventajas*: primera, posibilidad de colocar los alternadores y las transmisiones tan arriba como se quiera del nivel de aguas por pequeño que sea el salto; segunda, baratura de cimentación. — *Inconvenientes*: primero, cuando la turbina acciona un árbol horizontal son necesarios engranajes de transmisión; segundo, las cargas verticales correspondientes a las máquinas deben ser sostenidas por una rangua.

Turbinas de eje horizontal. — *Ventajas*: primera, cojinetes normales; segunda, transmisión directa por acoplamiento a ejes horizontales a los que se transmita el movimiento; tercera, vigilancia más fácil, porque todos los elementos están a la misma altura.—*Inconvenientes*: primero, las cimentaciones son de más extensión superficial; segundo, el agua reingresa en el canal de desagüe a través de uno o dos codos de 90°. De aquí pérdidas de carga, mayores cuanto mayor es la velocidad del agua.

Canales de desagüe.—Son los que recogen el agua que evacuan las turbinas para trasladarla al río en punto conveniente elegido para determinar el salto.

El agua, a la salida de las turbinas, tiene aún una velocidad importante, que alcanza en algunas turbinas rápidas (Francis) $0{,}20\sqrt{2gH}$ o algo más. Aun es mayor esta velocidad cuando no atraviesa las turbinas y procede de válvulas compensadoras en las Francis o de los deflectores de las Pelton.

El agua, animada así de gran velocidad, tiene mucho poder erosivo y, para evitar socavaciones del piso o paredes, hay que disponer, en el desemboque del agua de las turbinas o de las válvulas, un colchón de agua importante, y hacer cuidadosamente el revestimiento de esta parte de la Casa de Máquinas. Como el proyecto de tubo de aspiración forma arte esencial del de las turbinas y el rendimiento de aquél afecta al de éstas, hay que ponerse, respecto a su construcción, de acuerdo con la casa suministradora de dichas máquinas.

De todos modos, en todas las situaciones de agua, aun en la del más extremado estiaje, debe quedar asegurada una buena aspiración.

Como el canal de desagüe, por lo menos en su tramo final junto al río, hay que abrirlo a un nivel inferior al de las aguas de éste, no podrán evitar filtraciones que dificultarán su excavación y aumentarán su coste.

Por ello, a fin de disminuir estos inconvenientes, se suele dar una relación de ancho a calado algo mayor que 2. La sección debe ser tal que, aun con el mayor caudal admisible, no resulten velo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cidades mayores de 1,50 m/s, y en canales de desagüe largos convendrá, para no perder mucho salto, disminuir la velocidad normal a 1 m/s.

Conviene disponer en la Casa de Máquinas, o junto a ella, una comunicación directa del canal de derivación con el de desagüe sin pasar por las turbinas, con el fin de que en altas aguas, en que al arrastrar el río caudal sólido puede éste sedimentarse en el desemboque en él del canal de desagüe, a beneficio de la escasa velocidad del agua en éste, determinar una descarga grande por dicha comunicación para aumentar la velocidad en el desagüe y evitar o aminorar la sedimentación.

En dicho desemboque el nivel de la solera del canal debe ser el del fondo del cauce, y el calado de aguas, igual en los dos. Y a este calado debe ajustarse la sección del canal; es decir, que ésta será, en el desemboque, más ancha y menos profunda que en el resto.

En saltos bajos, en que conviene perder poco desnivel y la velocidad del agua sea escasa, el canal de desagüe debe ser corto, para disminuir su coste y los inconvenientes de su limpieza, siempre costosa, en caso de sedimentación. En saltos altos, y en especial en aquellos en que el agua arrastra poco o ningún caudal sólido, el canal de desagüe puede ser más largo y darle más velocidad a las aguas.

Disposiciones para compensar las pérdidas de salto que ocasionan las riadas.—Sabemos que en los saltos de escasa altura, al crecer el caudal, disminuirá, en cantidad relativamente considerable, aquélla. El caudal que absorben las turbinas disminuye también, al decrecer dicha altura H, proporcionalmente a $\sqrt{H}$. De

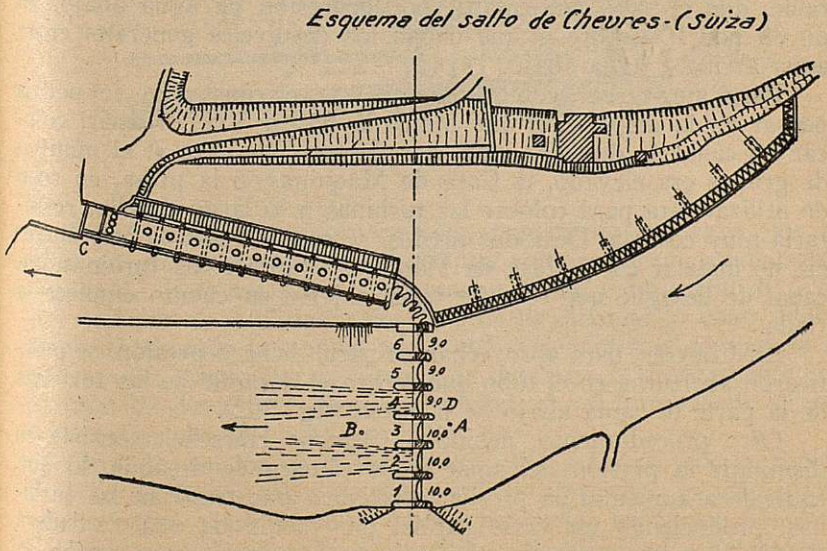


Fig. 502.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

modo que la potencia del salto, que es QH, disminuye proporcionalmente a $H \cdot \sqrt{H}$.

Para compensar dicha disminución se podrían instalar unidades dispuestas especialmente para trabajar con gran cantidad de agua y escaso salto. Pero esta solución es muy costosa.

Se han ideado, además, otros procedimientos que vamos a indicar ligeramente.

En la instalación de Chèvres (Suiza) se hicieron experiencias para tratar de aprovechar, en beneficio de la carga hidráulica de las turbinas, la depresión que la gran velocidad del agua en los canales de desagüe produce en el nivel de agua abajo junto a ellos. Al efecto (fig. 502), se abrió la compuerta 4 para que pasase por ella sólo el caudal que pudiera gastar una turbina, y, procediendo después a abrir las compuertas contiguas 3 y 5, para diversas po-

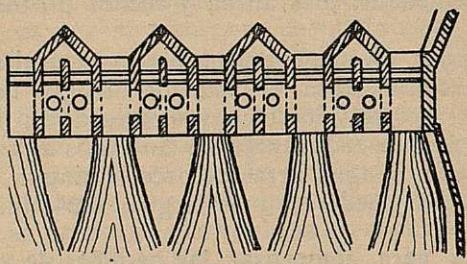


Fig. 503.

siciones de éstas, se midieron los desniveles entre agua arriba y agua abajo de la compuerta 4, encontrando, en el caso más favorable, que el salto aumentaba, por depresión de agua abajo, en un 39 por 100 sobre el que daban los desniveles generales entre agua arriba y agua abajo.

Para aprovechar completamente esta circunstancia se podría pensar en la disposición que indica la figura 503, es decir, colocar un canal de desagüe junto a cada turbina. Pero si el número de grupos era elevado, la Casa de Máquinas, o la presa, en caso de utilizar ésta para colocar las turbinas a lo largo de ella, resultaría muy costosa. De todos modos, se saca de aquí la conveniencia de instalar en la Casa de Máquinas, junto a las turbinas, un canal de desagüe que se debe tener abierto en cuanto empiece la riada.

En Chèvres, para aprovechar en parte dicha depresión, se practicaron aberturas en el tubo que separa el desagüe de las turbinas de la parte de agua abajo de la presa (fig. 502).

Otro procedimiento, debido a Clemens Herschel, consiste en disminuir la presión del agua en la cámara de desagüe, lo que equivale a aumentar la presión efectiva a que trabajan las turbinas, produciendo un vacío parcial por medio de una verdadera tromba de agua a presión, derivada de la cámara agua arriba de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la turbina. La figura 504 reproduce la disposición preconizada por Herschel, y que se llamó *Reforzador de salto,* para aplicar su sistema a la Central hidroeléctrica de Plaine, en Ginebra. En esta figura se puede notar que la cámara de desagüe B comunica con las dos turbinas T_1 y T_2, alimentadas por el agua que entra por a_1 y a_2, y que procede de la cámara de entrada A. La cámara B comunica por la de vacío C con los agujeros del aspirador de trom-

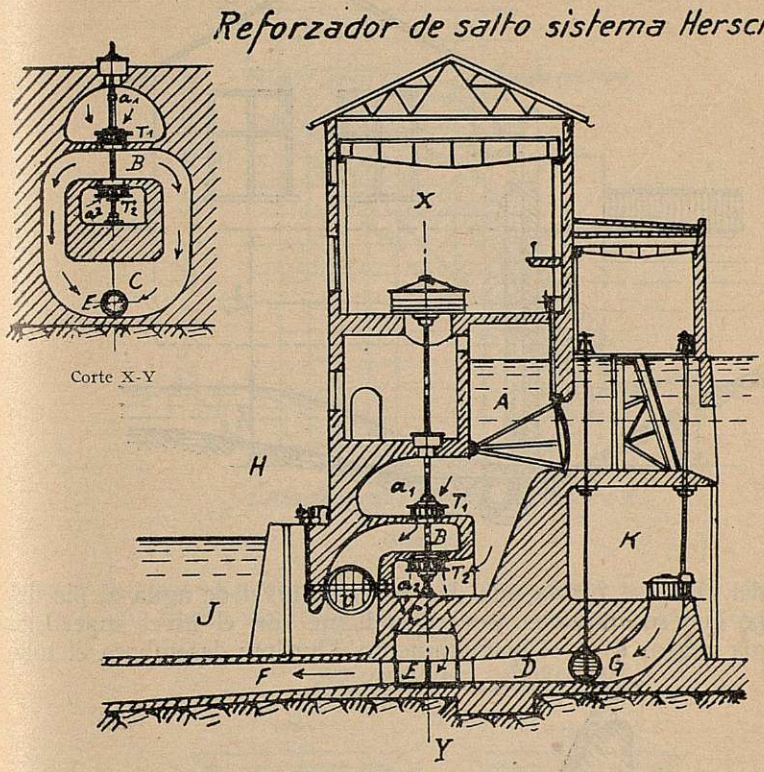


Fig. 504.

ba $D\,E\,F$. Este aspirador funciona por medio del agua que se toma en una cámara K, comunicando con él por un conducto de llegada G. Este aspirador se compone de un cono metálico $D\,E$, con orificios de aspiración en E, y de un difusor, o cono divergente, F. Cuando la tromba no se utiliza se cierra la compuerta v, que permite comunicar la cámara de descarga B directamente con el canal de desagüe J. Según Herschel, el rendimiento de su reforzador es de 28 al 30 por 100.

Otra disposición es la ideada por Biel y Busch, que se representa en la figura 505; el efecto que se aprovecha es idéntico al que se indica antes, al referir las experiencias hechas en Chèvres.

Otro procedimiento es el conocido por *Eliminador de remanso*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Thurlow (*Thurlow Backwater Suppresor*), que tiende a rebajar el nivel en el desagüe de las turbinas utilizando el agua en exceso que vierte sobre el azud en riadas. Ya sabemos que en ciertas condiciones de lámina vertiente, espesor de agua en el desagüe y al-

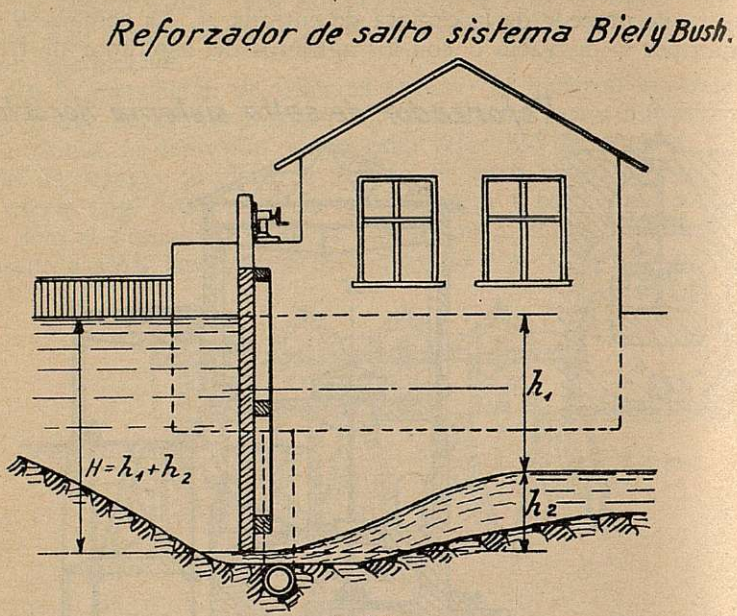


Fig. 505.

tura del azud, se forma una depresión de nivel de agua al pie del escarpe que se enlaza en contrapendiente con el nivel superficial de agua abajo. Y en el procedimiento Thurlow desemboca el tubo

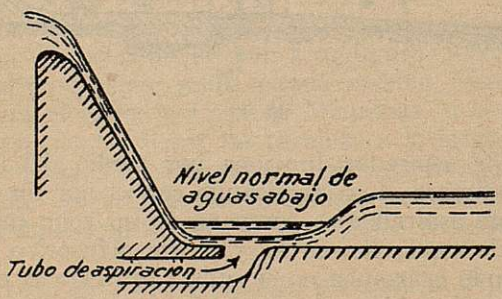


Fig. 506.

de aspiración de la turbina en dicha depresión, y así se consigue un aumento de salto. El esquema de la disposición se indica en la figura 506. Thurlow ensayó su disposición con dos modelos, uno a escala de 1/24 y el otro a escala de 1/10, y los resultados

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

reducidos a la misma escala fueron concordantes, y demostraron que, en circunstancias favorables, el aumento de salto conseguido

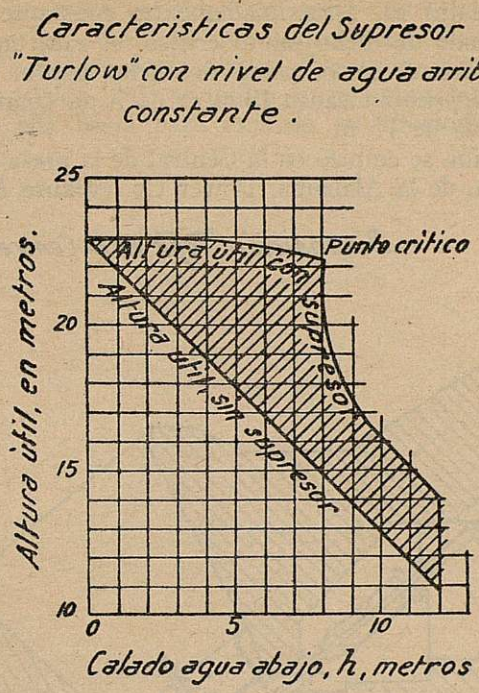


Fig: 507.

con el *suppresor* puede llegar a ser tanto como la mitad de la altura a que queda reducido con la riada. La figura 507 representa

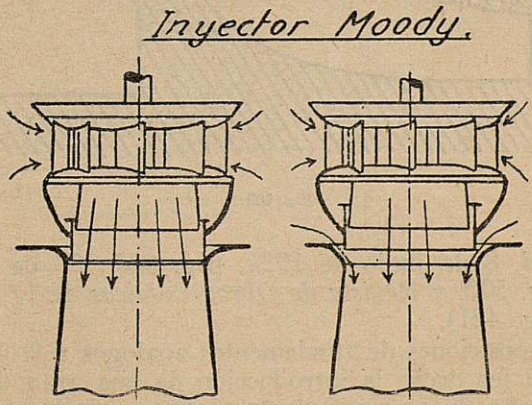


Fig: 508.

las características de este *suppresor* cuando, mantenido constante el nivel de agua arriba (con manejo conveniente de las compuertas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de coronación de la presa), varía el general de agua abajo. Se ve que hasta cierto calado (en la figura, unos 8 m) el desnivel aprovechable en el salto es, aproximadamente, constante (cerca de los 23 m). A partir de dicho punto crítico, el salto aprovechable desciende rápidamente. Pero, cerca de dicho punto, el desnivel ganado con el *suppresor* alcanza la cifra de 7 m, cuando el salto sin *suppresor* sería de 15 m.

Esta disposición se empleó en la Central de la presa de Mitchel, sobre el río Cosa, de la Alabama, Power Co. (véanse *Engineering*

Disposición "Teft" en la Central de Ancona.

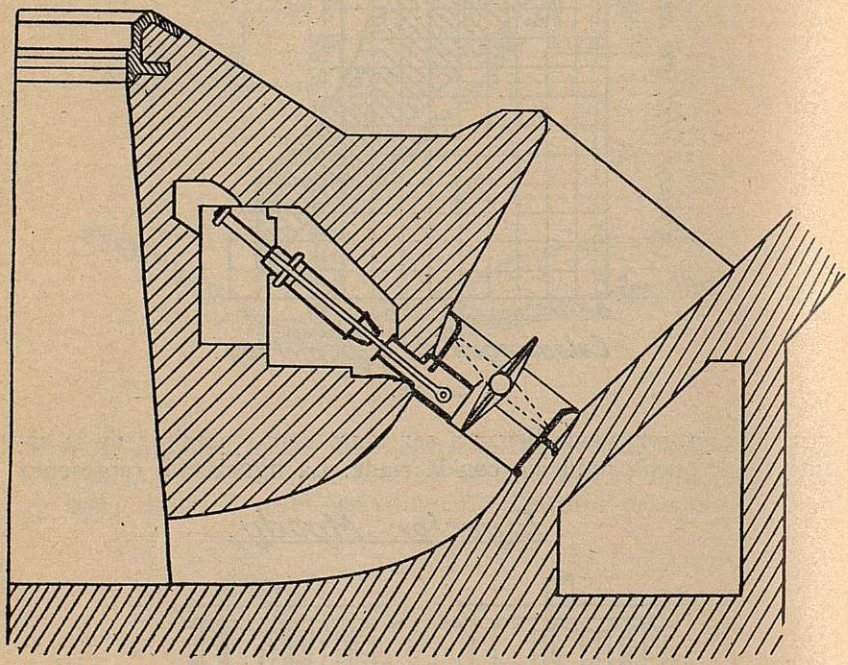


Fig. 509.

News-Record, 8 de junio de 1922, pág. 967; 27 de septiembre de 1923, pág. 500, y *Revista de Obras Públicas* de 1.° de octubre de 1926, pág. 421).

Otras disposiciones de fundamentos análogos a la del reforzador Herschel (es decir, la introducción de una gran descarga de agua en el tubo de aspiración que produzca en él una depresión que aumente el salto utilizable) son las de Moody y Teft. La primera (Inyector Moody) se representa en la figura 508. Al principio del tubo de aspiración, una compuerta cilíndrica, que abar-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ca todo el tubo, permite tomar agua antes del distribuidor de la turbina, y, sin pasar por éste, introducirla en el tubo en dirección casi axial. La gran velocidad del agua citada origina una depresión en el origen del tubo que aumenta la eficacia de la turbina (*Bulletin Technique de la Suisse Romande,* pág. 155).

La disposición Teft se indica en la figura 509. La simple inspección de ella basta para explicar su funcionamiento.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XXVIII

CASA DE MAQUINAS

Casa de Máquinas.—Ubicación.—Para decidir respecto a ella hay que tener en cuenta las consideraciones siguientes:

Primera. En general, debe colocarse la Casa de Máquinas lo más cerca posible del punto en que las aguas derivadas tengan que reingresar en el río. Es decir, conviene evitar un canal de desagüe largo, porque al penetrar en él las riadas y encontrar una zona de relativa calma, depositan sedimentos que disminuyen la sección de desagüe, y, al tener que discurrir las aguas sobre dichos sedimentos, se eleva el nivel y se pierde salto. Dichos sedimentos son costosos de extraer, por quedar bajo el nivel del canal de desagüe.

Además, si esto se desarrolla en una zona de terrenos bajos que pueden ser alcanzados por las riadas, éstas pueden arrastrar las tierras del contorno y depositarlas en el canal con los mismos inconvenientes que los antes señalados.

Por otra parte, la apertura del canal de desagüe es más costosa que la del de derivación, porque la del primero se realiza, en total o en gran parte, bajo el nivel de agua abajo.

Puede imponerse la solución de un canal de desagüe largo cuando las laderas se abran mucho y haya que elegir o entre el canal de desagüe largo o uno corto, prolongando el canal de derivación en terraplén o en acueducto. Esto último puede resultar tan costoso que determine el adoptar la primera solución, defendiendo con diques el canal de desagüe, si se desarrolla a través de terrenos bajos, y abriendo, en riadas, las compuertas de desagüe de la Casa de Máquinas, para determinar en el canal de agua abajo suficiente velocidad, para que no se depositen los sedimentos en gran cantidad, ni en él ni en su desemboque en el río. Esto último se refiere principalmente a saltos de escasa altura, que no requieren el empleo de tubería de presión. Cuando ésta sea precisa, hay más libertad para la ubicación de la Casa de Máquinas. Se puede, no obstante, comparar el coste de las diversas soluciones que se pueden adoptar, y medir los inconvenientes y gastos que en la explotación se presentarían, a fin de resolver lo más conveniente.

Segunda. Se debe procurar buena cimentación. Esta es la par-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

te más importante de la construcción de la Casa de Máquinas. Si la roca está a moderada profundidad, se apoya en ella la cimentación. Con otra clase de terreno conviene tomar como carga de trabajo 1/2 de la carga de seguridad que se adopte en general para

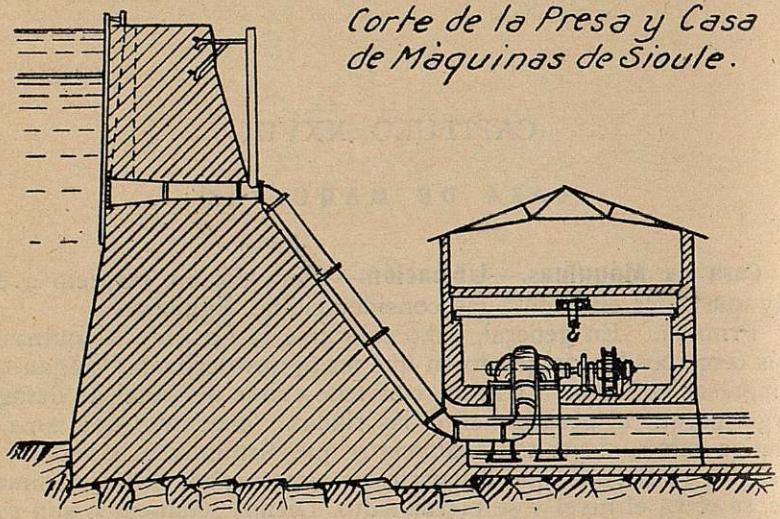


Fig. 510.

la clase de él que se encuentre. Se puede apelar al pilotaje para aumentar la resistencia de los terrenos flojos, y, entre los pilotes, los preferibles son los de hormigón, por ser muy aptos para so-

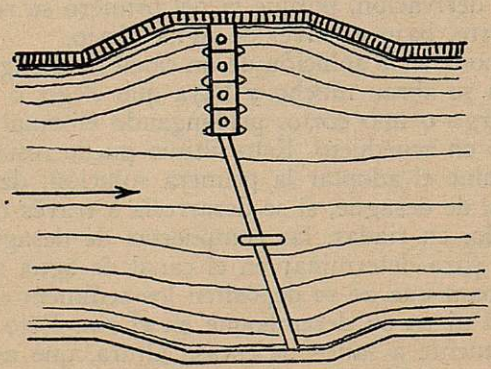


Fig. 511.

portar grandes cargas a causa del coeficiente de fricción que les es aplicable. Cuando el terreno es relativamente poco consistente, conviene cimentar formando una plataforma general de hormigón que reparta las presiones, y a suficiente profundidad para

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

evitar las socavaciones, y dando a las aguas filtrantes, si el terreno es algo poroso, suficiente recorrido para evitar arrastres inferiores de partículas y subsiguientes asientos de la obra. Así se proporciona a las máquinas suficiente masa de apoyo para amortiguar las vibraciones.

Ante todo, hay que calcular el peso que se va a transmitir al suelo y repartir aquél en suficiente superficie para que la carga

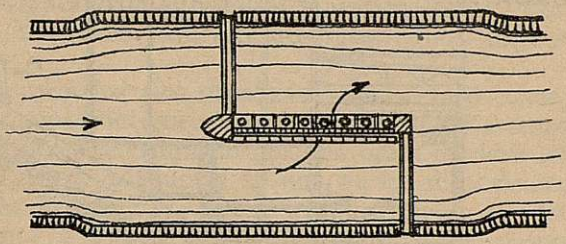


Fig. 512.

unitaria quede siempre dentro de los límites deseados. En el peso debe incluirse el de las máquinas, accesorios, muros, la cimentación misma, el peso del agua, etc.

Tercera. Conviene prever el caso posible de una ampliación.

Cuarta. La facilidad de acceso a la Casa de Máquinas influye también en su ubicación.

Quinta. En saltos obtenidos exclusivamente con las presas de

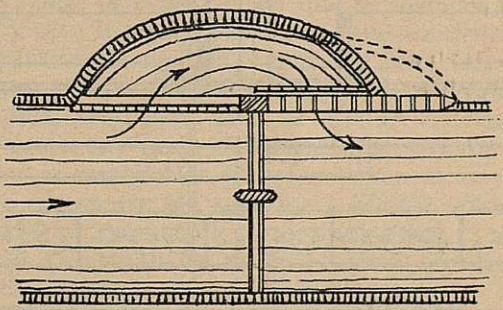


Fig. 513.

embalse, lo corriente es colocar la Casa de Máquinas cerca de la presa y hacer la toma de agua desde ésta por tubería, y a nivel suficientemente inferior al máximo del embalse, con el fin de aprovechar el caudal almacenado en él para regular el consumo de energía de la Central (fig. 510).

En presas de hormigón armado, algunas veces por dificultad de situar la Casa de Máquinas en la ladera, o por economía, se ha

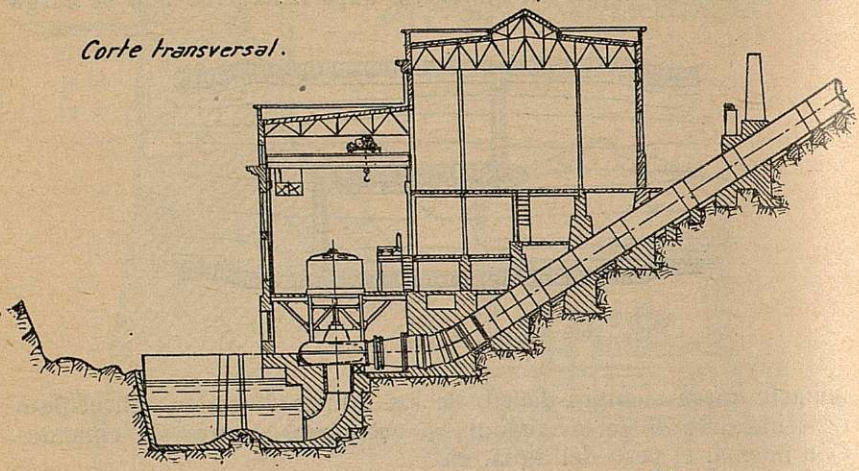
FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

aprovechado la capacidad conseguida debajo de la presa, como sucedió con la de Patapsco, o en la de Belle Isle, en Terre (Francia), o en Tirso (Cerdeña).

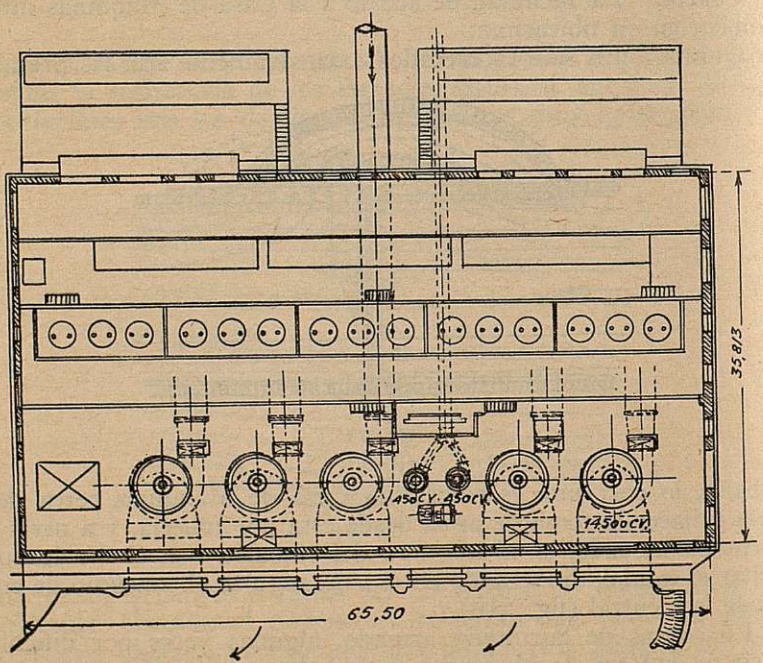
Sexta. La dificultad de adquirir los terrenos más convenientes para la situación de la Casa de Máquinas influye también en

Central de Serós (España)

Corte transversal.



Central de Serós (España) - Planta.



Figuras 514 *a* y *b*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

aquélla. Unas veces, estas dificultades nacen de la resistencia de los propietarios a ceder los terrenos, o de la petición de cantidades exorbitantes, y otras veces son aquéllas de otro orden. Por ejemplo, en el salto de Niágara Fall Power Co., en la primitiva Casa de Máquinas se adoptó la situación de ésta junto a la toma con canal de desagüe largo, por la imposibilidad de atravesar con el de derivación la ciudad de Niágara.

Hay otras razones que pueden aconsejar la instalación de Centrales subterráneas con tubería de aducción corta y canal de desagüe largo. Y a estas Centrales nos referiremos luego en párrafo especial.

Séptima. En los ríos canalizados, para aprovechar los saltos entre dos tramos contiguos, o en caso de saltos formados con la elevación de nivel determinado por una presa de derivación, cabría colocar la Casa de Máquinas en una de las disposiciones que representan las figuras 511, 512 y 513. La mejor disposición es la que representa la primera figura. Pero si el río no proporciona suficiente anchura y hay que elegir entre las dos últimas, debe preferirse la de la figura 513, porque la cimentación probablemente será mejor; hay más facilidad de acceso y de construcción, y el coste de las ataguías será menor.

Octava. La disposición de la maquinaria y aparatos ha de ser factor principal en el proyecto de la Casa de Máquinas, pero no debe despreciarse el aspecto arquitectónico. Sin ser una construcción monumental, sino, al contrario, con sencillez en el aspecto, debe estar en cierta armonía con el panorama exterior.

La Casa de Máquinas, generalmente, se divide en dos o más naves o crujías: una, la principal, en que se instalan las turbinas y generadores, y otra u otras posteriores, que contienen los transformadores, aparatos de medida, seguridad, etc. Las naves quedan separadas por muros, y las destinadas a los aparatos de transformación, medida, seguridad, etc., se dividen corrientemente en varios pisos y éstos en varios departamentos. Ahora es solución corriente instalar la estación de transformación al aire libre cuando el voltaje de transporte sea superior a 70 000 voltios.

La figura 514 representa el corte transversal y planta de la Central de Serós (España). Se ve en el corte que las diferentes crujías se colocan escalonadas en la ladera.

La figura 495 representa un corte transversal de la Central de Goesgen (Suiza). Se refiere sólo a la sala de turbinas y generadores. Las correspondientes a transformadores, etc., están en edificio contiguo.

Centrales subterráneas.—Cuando el salto se proyecta con largo canal de derivación a nivel libre, a veces las dificultades que presenta el terreno para la ubicación de estas obras son de mucha entidad, por la naturaleza del nivel, por posibles corrimientos, por avalanchas de nieve que exigen cubrir el canal en algunos trozos, por obras de fábrica para salvar depresiones, por condiciones cli-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

matológicas que, ante la posibilidad de helarse el agua, obligan a cubrir el canal o llevarlo en túnel. Por otra parte, el trazado hay que plegarlo al terreno, y esto alarga su recorrido. Las dificultades son mayores cuando se proyecta galería de presión, que exige un revestimiento que es de mucha consideración en coste cuando el terreno no es de roca franca y a conveniente profundidad, y siempre existe la indeterminación de la resistencia con que se puede contar en el terreno y la supletoria que haya que dar al revestimiento, y esto ocasiona fracasos y grandes cuidados y costos de conservación de la galería. Además hay que tener en cuenta las posibilidades de filtraciones de agua a través de dicha galería.

La Casa de Máquinas, situada al aire libre con ubicación en zona obligada relativamente reducida, tiene, a veces, mala cimentación, y el coste de ella puede llegar a ser de gran importancia.

Por todos estos motivos, debe entrar frecuentemente en la consideración del ingeniero la posibilidad y conveniencia de estudiar el colocar la Central subterránea con corta conducción de entrada del agua y larga galería de desagüe. Esta solución da más flexibilidad y seguridad. La Central en la solución corriente al aire libre se sitúa al final del tramo de río aprovechado, mientras que la subterránea puede colocarse en cualquier punto del recorrido. Previos sondeos se puede fijar el sitio de ubicación, que ha de ser de roca sana y resistente, y, cuanto más cerca esté del origen de toma, menos recorrido tendrá la conducción forzada y más se acentuarán las ventajas de la solución subterránea.

Las ventajas e inconvenientes de la Central subterránea se pueden agrupar como sigue:

Ventajas:

1.ª Mayor flexibilidad en la ubicación de la Central, como se ha indicado.

2.ª Seguridad de buena cimentación para la Casa de Máquinas.

3.ª Menor longitud de galería forzada, con la disminución consiguiente de costo, de peligro de filtraciones y de cuidados de conservación.

4.ª Anulación de las obras de fábrica para cruzar depresiones, como son precisas en el canal al aire libre.

5.ª Disminución de coste de expropiación de terrrenos.

6.ª Menor longitud de conducción forzada y de galería de desagüe, lo que disminuye las pérdidas de carga y se aprovecha mejor el desnivel del tramo del río.

7.ª Absoluto abrigo contra los peligros de avalanchas en la Casa de Máquinas, en el canal (en caso de situarlo al aire libre) y contra los efectos de baja temperatura.

8.ª En caso de Central al aire libre hay que cuidar del aspecto arquitectónico de las fachadas, mientras que en la Central subterránea no hay que atender a este particular.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Inconvenientes:

1.º Dificultad de habilitar grandes espacios sin costosas armaduras para la Casa de Máquinas. Bajo este punto de vista, los grupos con eje vertical y acoplamiento directo permiten dar menos luz a la sala.

2.º Dificultad para el acceso de la maquinaria durante el montaje o la reparación, y del personal de servicio.

El acceso se suele disponer por ascensores y montacargas, en el mismo pozo de la tubería de presión o en otro independiente.

3.º Ventilación.—Esta es precisa, no sólo para las personas, sino para refrescar el aire, caldeado con la marcha de las máquinas. En la Central subterránea de Coghinas se dispusieron: un pozo para entrada del aire frío, de 5 × 6 m de sección, y otro para el aire caliente, de 3 m de diámetro.

4.º Filtraciones de agua, que se producen a través de las paredes de los pozos de aducción de aguas y acceso del personal y de las paredes y techo de la Casa de Máquinas. Se pueden remediar por inyecciones de lechada de cemento que se hacen durante la excavación. En cuanto se presenta una filtración se hace inyección de cemento para continuar, una vez conseguido el fraguado de éste, la apertura comenzada. De no emplear este procedimiento por costoso, o de no conseguir eficacia con él, se puede hacer un drenado de aguas detrás del revestimiento y llevar el desemboque del colector de los drenes a la galería de desagüe. El empleo de barbacanas en el revestimiento o el de ladrillo hueco con tal fin, facilitan la captación de aguas filtrantes. El revestimiento, por sí solo, peligra, al no ser suficiente, por la gran carga de agua que detrás de él se forma, y que exigirá un gran espesor de aquel revestimiento para soportarla. Menos eficaz sería el enlucido por esta causa. Los drenes detrás del revestimiento tienen el inconveniente de que sea insegura su continuidad por obstrucciones durante la obra o, durante el servicio, por arrastres térreos e incrustaciones.

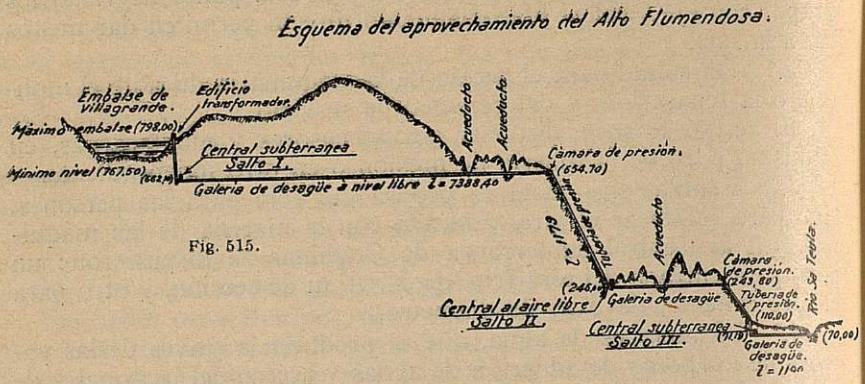
El agua que se filtra por la bóveda se puede alejar formando en ésta un doble techo.

5.º Peligro de graves inundaciones de la Central, por causa de rotura de la cámara de turbinas o de la tubería de presión, o por remansamiento del agua en la galería de desagüe por depósitos de sedimentos en ella junto al desemboque en el río, o por desprendimientos en su interior.

Si las turbinas son de eje vertical y el pozo en que está alojada la tubería tiene fácil comunicación con la galería de desagüe, el primer peligro carece de importancia, aparte de que, al iniciarse la rotura, se puede cerrar la compuerta de origen de la tubería. En cuanto a los depósitos de sedimentos, se debe procurar, aun perdiendo algo de nivel, que las aguas en la galería lleven velocidad suficiente para que no se formen, y, en caso de formarse,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

den tiempo para ser eliminados, sin llegar a obstruir la galería, que siempre tiene espacio libre por encima del nivel de aguas. Y para evitar un desprendimiento súbito que pueda ocurrir del te-



rreno en que se perfore la galería, se debe hacer el revestimiento de ella lo suficientemente resistente.

La figura 515 representa la disposición de enlace de tres sal-

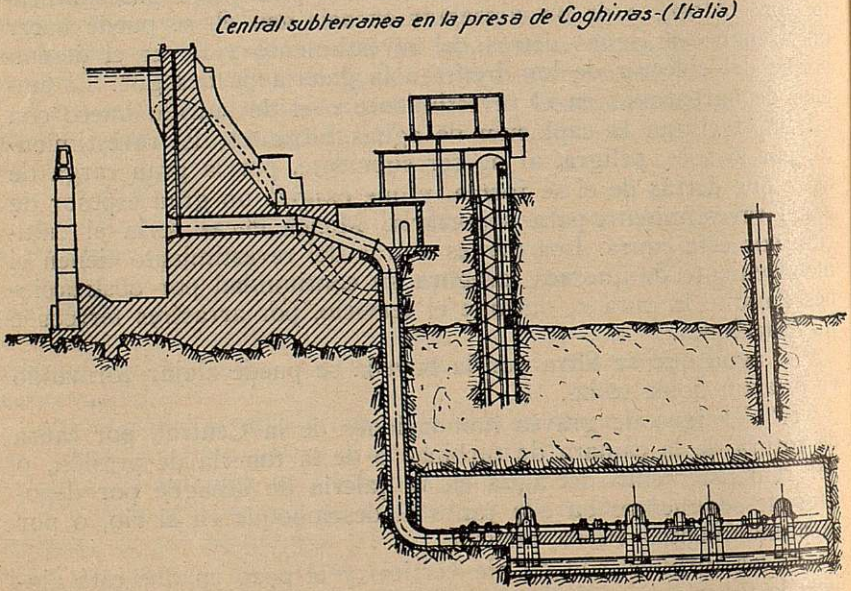


Fig. 516.

tos sucesivos en el aprovechamiento del Alto Flumendosa, Italia (*Energia Elettrica*, 1918, diciembre, pág. 1 408, artículo "Sulle Centrali Sotterranee", del ing. Dolcetta), en curso de realización

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en 1928. Como se ve en el triple escalonamiento de saltos, hay dos Centrales subterráneas. La primera, con pozo de 140 m de profundidad, salto máximo de 136 m y galería de desagüe de 7 388 m, corresponde al salto primero. El salto segundo es con Central al aire libre. El salto tercero, con Central subterránea, con parte de la tubería de presión al aire libre y parte en pozo.

La figura 516 representa la Central subterránea de Coghinas, en la Isla Cerdeña (Italia), junto a la presa de dicho nombre, que embalsa 250 millones de metros cúbicos. Por deficiente calidad del terreno en que habría que situar la galería de presión y la Central al aire libre, se decidió construir ésta subterránea, junto a la presa, con galería de desagüe sin presión, de unos 4 km de longitud. La Casa de Máquinas tiene 80 m de longitud por 9 de ancho y 12 de alto.

Otro caso de Central subterránea es la de Porjus, Suecia. (*Le Génie Civil*, 29 de enero de 1911, tomo 68, pág. 72.)

Superficie en planta de la Casa de Máquinas.—Ha de depender de la clase de turbinas que se adopte y de la agrupación de éstas con los alternadores que muevan.

Para un anteproyecto, ya dijimos al tratar del número de revoluciones específicas de las turbinas que, conociendo una Central que tenga instaladas turbinas del mismo número de revoluciones específicas que las adoptadas, por la relación

$$\frac{D}{D'} \cdot \frac{n}{n'} = \sqrt{\frac{H}{H'}}$$

podemos encontrar el diámetro de la que nos interesa. La relación de semejanza entre D y D' nos da la que han de guardar las dimensiones de la Central conocida y la que se proyectó.

Para formar los planos de la instalación definitiva hay que conocer los que suministre la casa constructora de la maquinaria, y, aprobados por el ingeniero director, con las modificaciones que estime convenientes, y que no afecten a lo esencial de aquéllos, para que no pueda achacar a ellas deficiencias posibles de rendimientos, se acoplan a dichos planos los elementos constructivos.

Los espacios entre máquinas han de ser amplios, dejando un pasillo que las rodee de 1,8 a 2,40 m de anchura.

A la entrada de la Casa de Máquinas debe quedar área suficiente para poder descargar la maquinaria o poder retirar allí la que necesite reparación. De las puertas de acceso a la sala, una de ellas ha de ser suficiente para dar paso a la caja más voluminosa que contenga la maquinaria, y, mejor, que pueda entrar en la sala el camión, para que de él pueda coger aquélla el puente-grúa.

En esta área, o en la que se habilite para taller, debe haber posibilidad de desmontar los elementos de la maquinaria sirviéndose del puente-grúa. De modo, por ejemplo, que si se ha de sacar el núcleo de un transformador fuera de su envolvente y no

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

hubiese altura suficiente desde el piso general hasta el enganche del puente-grúa, se debe disponer un piso inferior donde, colocado el transformador, pueda realizarse la operación indicada.

Al tratar de las cámaras de turbinas y de las disposiciones de eje horizontal o vertical, se han indicado las ventajas e inconvenientes de cada tipo y la agrupación de ellas con alternadores en horizontal o en vertical.

Altura del piso de la Casa de Máquinas.—El piso debe colocarse a altura tal, que no sea alcanzado por las máximas riadas.

En caso de turbinas de eje vertical, esto se consigue prolongando suficientemente el eje. Cuando se instalan turbinas de eje horizontal, el límite de altura sobre el mínimo nivel de desagüe lo da la altura máxima estática que puede consentirse al tubo de aspiración (según hemos visto al tratar de esto), menos aproximadamente un metro, que quedará entre el eje y el piso. En turbinas modernas, de mucho número de revoluciones específicas, como la altura estática del tubo no suele exceder de 4,50 m, quedará el piso sólo a 3,50 m sobre el nivel mínimo de desagüe; cifra corrientemente escasa para que quede libre del acceso de riadas. Y ésta es una de las causas de adoptarse hoy para los grandes grupos la disposición de turbinas de eje vertical con alternadores acoplados directamente a su eje.

Cuando, por circunstancias especiales, por economía principalmente, se decide el colocar el piso bajo el nivel de riadas máximas, hay que hacer muros y pisos impermeables y disponer cierres herméticos para los vanos, o colocar éstos por encima de aquel nivel, y tener a mano bombas con el fin de eliminar el agua que, a pesar de estas precauciones, pueda filtrarse.

Fábrica para cimentación y estructura de la Casa de Máquinas. Para la cimentación, la más adecuada es el hormigón, empleándose estructura de hierro embebida en él cuando haya que salvar vanos grandes, como, por ejemplo, en la salida de los desagües, o cuando haya que repartir la presión sobre zona extensa, para el caso en que el terreno de apoyo lo requiera.

Conviene, en lo posible, aislar la cimentación de los grupos de la de los muros de la casa, para que no se transmita a ésta las vibraciones que el movimiento de aquéllos origine; si bien a dicha cimentación hay que darle bastante masa para amortiguar aquéllas.

En cimentaciones de grupos pequeños, se deja, al efectuarlas, los agujeros precisos para su anclaje. Pero, en grupos grandes, esto suele originar mucha complicación, y, cuando se dispone de equipo de aire comprimido, se hace el cimiento continuo, abriéndose luego con las barrenas neumáticas los agujeros necesarios.

Para los desagües de las turbinas, y como hemos indicado al tratar de los tubos de aspiración, hay que cuidar de dar forma abocinada y de que resulte la superficie lisa para disminuir la pérdida de carga y aumentar así el rendimiento del tubo. Esto exige mol-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

des complicados muchas veces. Y, en ocasiones, estos moldes se han hecho con plancha metálica que ha quedado luego incorporada a la obra, dándole fortaleza y superficie lisa. Así se hizo para el hidrocono de Pit River núm. 3 (E. U.). (*Engineering News-Record*, 1925, 13 de agosto, pág. 464.)

La fábrica para la superestructura es mampostería u hormigón en masa o armado, o ambas combinadas; a veces se emplea el ladrillo, rellenando los espacios entre estructura metálica; la sillería o sillarejo se emplea sólo para zócalos, jambas, impostas, pilastras y, en general, sólo en aquellas partes que exigen mayor resistencia o que se prestan más a la ordenación arquitectónica. Cuando la longitud de los muros es grande, y por ello cabe el peligro de que, al variar su dimensión con la temperatura, se formen grietas que, al menos, dan mal aspecto a la obra, se forman de arriba abajo juntas de contracción que absorben dichas variaciones de longitud.

Cubiertas.—Las cubiertas se hacen corrientemente con armaduras de hierro, sostenidas por los muros de contorno, o por éstos y columnas intermedias. Sobre las armaduras se apoyan las correas, cabrios y enlistonado que sostiene las tejas. A veces se hace la cubierta de hormigón armado. En este caso se le da menos inclinación que a los faldones de las cubiertas de teja; 1 : 12 es suficiente. Pero hay que evitar que el hormigón armado siga las variaciones de temperatura del medio ambiente, porque entonces se agrietaría y se producirían goteras en el interior de la sala. Se evita esto cubriendo el hormigón con capa protectora de grava, tierra o agua.

No debe emplearse la chapa metálica, porque la condensación interior de la humedad en tiempo frío originaría goteras, y en tiempo caluroso radiaría mucho calor al interior.

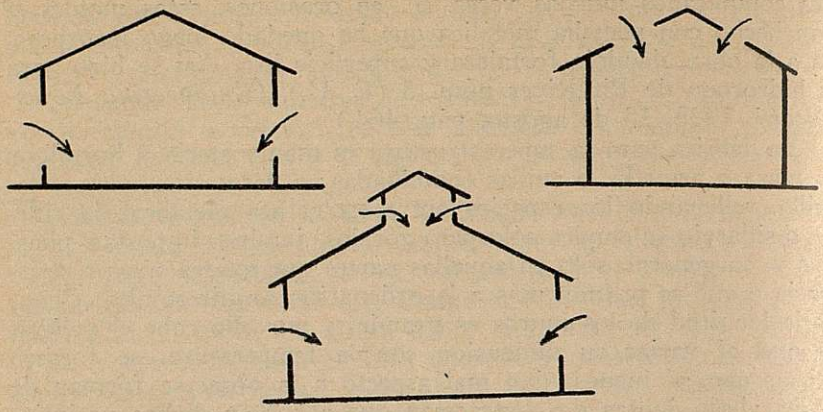
La cubierta a dos aguas es buena solución, y proporciona, para igual altura de muros que en el caso de hormigón armado, mayor capacidad de aire, lo que conviene por el caldeamiento que éste sufre con el movimiento de las máquinas.

Iluminación diurna.—La sala debe estar muy iluminada para que las máquinas se inspeccionen bien. Así, pues, los ventanales deben proyectarse con gran amplitud.

La iluminación ha de ser, en lo posible, lateral, según los esquemas de las figuras 517 *a* y 517 *c*. La cenital (fig. 517 *b*) debe desecharse ante el peligro de formación de goteras por la condensación interior del vapor de agua, en tiempo frío, y radiación del calor, en el caluroso, análogamente a lo antes indicado para cubiertas de chapa metálica.

Ventilación.—Las máquinas desarrollan mucho calor, que irradia a la sala, especialmente cuando, como pasa en los grupos pequeños, no tienen circulación cerrada de aire que absorbe y aleja el calor. En uno y otro caso hay que preocuparse de la ventilación, que puede ser natural, por el tiro que produzcan chime-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Figuras 517 *a*, *b* y *c*.

neas o aberturas convenientemente habilitadas (fig. 518), o artificial, determinada por ventiladores, calculados según el volumen de aire que hay que remover para evitar la excesiva elevación de la temperatura. El aire fresco, tomado en punto de orientación conveniente, se lleva a las máquinas por conductos construídos debajo del piso. Este particular debe ser consultado con la casa suministradora de los alternadores, puesto que de la disposición que se adopte depende la elevación admisible de temperatura en aquéllos, que suele ser una de las condiciones que se fijan en el pliego de su recepción.

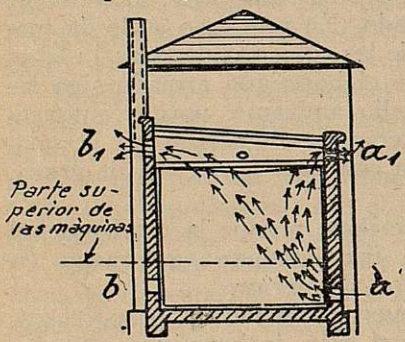


Fig. 518.

Puente-grúa.—Hay que instalarlo en toda Central de grande o mediana importancia, y su potencia ha de ser, al menos, igual al peso de la máquina o parte de ella que haya de moverse.

Por debajo del puente-grúa ha de quedar espacio suficiente para que, estando suspendida la mayor pieza de una de las máquinas, o toda entera, si no conviene dividirla, pueda pasar por encima de las otras máquinas montadas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XXIX

REGULACION DE LA ENERGIA

Regulación de la energía disponible en los saltos de agua. Al ser variable el caudal disponible en los ríos en las diferentes épocas del año, el ideal sería el aprovechar toda la energía correspondiente al caudal total. Pero como las necesidades a satisfacer no varían con el caudal, a fin de acoplar éste a aquéllas y dar a la Central hidroeléctrica la posibilidad de gastar toda la energía anual, es necesario almacenar el agua, en las épocas de abundancia, para gastarla en las de escasez, y en éstas la Central podrá dar más potencia que la que produciría el caudal corriente del río. Y de aquí surge la necesidad de los embalses de regulación anual.

Estos pueden ser: primero, *naturales,* si están formados por los lagos en su estado natural; segundo, *artificiales,* que son los constituídos por presas de embalse que cierran un valle; tercero, *mixtos,* que son los lagos naturales en los que se aumenta su capacidad, elevando su nivel máximo con el cierre del emisario por una presa de embalse.

Los embalses más útiles son los que se establecen en las cabeceras de las cuencas, puesto que la regulación que se consiga beneficia a todos los aprovechamientos de cualquier índole (de riego, de abastecimiento, industriales) situados hasta la desembocadura. Además, en las cabeceras de la cuenca la irregularidad de los ríos es mayor y los saltos son de mayor altura, y, por lo tanto, se consigue mayor eficacia en la regulación.

Cada explotación hidroeléctrica tiene sus necesidades de consumo. Si se construye un embalse, para disponer del agua almacenada para satisfacer al salto de pie de presa, regulando su salida de agua con tal objeto, las necesidades de los saltos de agua abajo, al ser diferentes, no vendrían satisfechas con la regulación conseguida del primer salto.

Además, aun suponiendo que las necesidades fuesen análogas, y que los máximos de consumo se produjeran a las mismas horas, como el agua necesita tiempo para discurrir a lo largo del río, la máxima afluencia de ella en el primer salto no coincidiría con el má-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ximo de los otros. Existiría, pues, un cierto *decalage,* tanto mayor cuanto más agua abajo esté el salto.

Por lo tanto, con un solo embalse en la cabecera de la cuenca no se consigue la regulación conveniente de las necesidades horarias en todos los saltos. Para llegar al máximo aprovechamiento del caudal, aun contando con el embalse de cabecera, se necesita disponer, en cada salto, de otro que proporcione la *regulación diaria,* y, mejor aún, la *regulación semanal,* con el fin de aprovechar la energía que puede acumularse los domingos y en la tarde de los sábados, si en ellos cesa el trabajo (semana inglesa), para poder suministrar más potencia que la del caudal corriente en el resto de la semana.

Además, hay que tener en cuenta que, si se hace un embalse de cabecera agua abajo de éste, desembocarán en el río los afluentes que quepa regularizar, bien con embalses en ellos o en el río principal.

Un embalse que detenga las aguas, y que en la salida de éstas, acoplándolas a las necesidades de una Central, varíe el régimen natural del río, puede causar perjuicio a los usuarios que tengan adquiridos derechos sobre ellas. Aquél se acentúa en Centrales de saltos de altura en que, por su acoplamiento a otras de menos altura y más caudal, convenga que éstas funcionen de modo continuo y aquéllas sólo a las horas de máxima carga, almacenando en las restantes el caudal afluente y cortando así el discurso de las aguas del río (caso de las Centrales *C* y *D,* de la figura 23). En estos casos hay que disponer un depósito de compensación, agua abajo de la Central, que se llena cuando, por las necesidades de ésta, se suelta del embalse de agua arriba más caudal que el que se está obligado a respetar en el río, y, en cambio, cuando se merma dotación a éste, deteniendo el agua en aquel embalse, la deficiencia se suple con el de agua abajo.

Fijación de la capacidad del embalse de regulación anual. Ha de depender esta fijación de las circunstancias orográficas de la cuenca inmediatamente agua arriba de la ubicación de la presa; es decir, del volumen que quepa embalsar con diversas alturas de presa; de los recursos hidráulicos con que se cuente para poder llenar el embalse todos los años, o una vez, en el cálculo de probabilidades, en un lapso de tiempo que comprenda varios años; del fin principal a que se destine dicho embalse (riego, aprovechamiento industrial, abastecimiento de poblaciones, etc.); del coste de la obra para diversas soluciones de altura de presa, y, por lo tanto, de capacidad de embalse; del régimen que se desee imponer a la utilización de dicho embalse, es decir, si se quiere una regulación completa del río, con almacenamiento de las aguas de riadas en un año de aportación media, o sólo se desea una mejora parcial.

La determinación de volumen de agua que se puede embalsar con diversas alturas de presa, es un problema elemental de Topografía o Geometría.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Ha de quedar un cierto resguardo h entre el máximo nivel de las aguas y la coronación de la presa. Además se habrá adoptado la solución de aliviadero libre o coronado con compuertas automáticas. En caso de aliviadero libre, el nivel útil de las aguas embalsadas será su labio o solera, y entonces, conociendo la longitud del aliviadero, se determina, dado el caudal de máxima riada, el espesor de lámina vertiente h_1, y la suma de $h + h_1$ nos da, a contar desde la coronación de la presa, la posición de máximo nivel útil del embalse. En el caso de coronarse el aliviadero con compuertas, el nivel útil coincidirá con el máximo admisible; es decir, entonces el nivel útil estará situado a una distancia en vertical h de la coronación de la presa.

Partiendo del conocimiento del nivel útil de las aguas embalsadas para cada altura de presa sobre el fondo del cauce, se deducen la capacidad útil del embalse, la superficie de éste, el volumen de presa por metro lineal de ésta, y, haciendo una hipótesis de profundidad de cimientos en virtud de sondeos previos, se encuentra el volumen total de presa y cimientos a lo largo del perfil transversal, pudiéndose así formar el cuadro siguiente:

1	2	3	4	5	6	7	8
Altura máxima de la presa sobre el fondo del cauce H en m	Calados de aguas en el embalse útil $H-(h+h_1)$ en m	Incremento del calado en m	Capacidad útil del embalse en 1 000 m³	Incremento de capacidad en 1 000 m³	Superficie del embalse en m²	Volumen del metro lineal de presa en m³	Volumen total de la presa en m³
10	$10-(h+h_1)$	—	C	—	S	V	V'
—	—	5	—	c	—	—	—
15	$15-(h+h_1)$	—	$C+c$	—	S_1	V_1	V'_1
—	—	—	—	—	—	—	—

Diversos empleos del agua embalsada.—Pueden ser éstos:

1.° Para riegos.
2.° Para abastecimiento de poblaciones.
3.° Para regularización general del río.
4.° Para aprovechamiento industrial de su energía.
5.° Para dotar de agua a canales de navegación, o hacer navegables tramos de río.
6.° Para defensa contra los daños que las riadas puedan ocasionar.

Antiguamente los embalses servían exclusivamente para riegos y abastecimiento de poblaciones. Los romanos construyeron algunos para naumaquias. En la actualidad tienen los diversos fines indicados, y corrientemente no sirven sólo a uno de ellos. Y así, un embalse destinado principalmente a riego puede servir para producir energía en salto de pie de presa, o en situados entre ésta y

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la zona de riego, y análogamente en los que tienen por principal fin otras utilizaciones. Con el fin de sacar el mejor partido del agua almacenada en los embalses que no tienen por fin principal el crear salto de agua, conviene establecer uno al pie de la presa. Cualquiera que sea la utilización del embalse, la toma inferior de las aguas se establece siempre a cierta altura sobre el fondo del cauce; con ello se prescinde de utilizar el agua que se embalsa en dicha zona inferior, que siempre es escasa en capacidad. Entre el mínimo nivel admisible sobre dicha toma y el de agua en el fondo del cauce agua abajo de la presa, queda una cierta altura que marca el salto menor que se puede aprovechar con el caudal que sale del embalse.

Cuando el fin principal de utilización de aguas es el de riegos, la superficie dominada, en relación con la dotación anual de agua por hectárea, nos da un volumen necesario de agua que conviene embalsar.

En los canales de navegación, o para habilitar tramos de ríos navegables, el volumen que se embalse ha de ser tal, en cada caso particular, que el canal o el río tengan siempre calado suficiente y caudal necesario para las esclusadas requeridas a una cierta actividad supuesta de la navegación, supliendo así el embalse las deficiencias del agua corriente.

En el caso de abastecimiento de poblaciones, ha de tenerse en cuenta la dotación por habitante, que conviene sea de unos 200 litros por día, y considerando no la población actual, sino la probable, dentro de un cierto número de años, cuanto más mejor.

El volumen que se ha de embalsar en caso de aprovechamiento industrial ha de depender de la posibilidad de encontrar consumo para la energía que se produzca, dentro de un plazo prudencial de años, y a la vista del problema económico que pudiera representar una gran capacidad y coste consiguiente de una instalación con las cargas del capital empleado, sin ingresos suficientes que las compensasen. Sobre esto hicimos algunas consideraciones al tratar de la capacidad de las obras del salto, al comienzo de este libro.

En los embalses para evitar los daños de las inundaciones, la capacidad se fijará viendo el caudal máximo que corriendo por el cauce no ocasione perjuicios, conociendo el caudal de riadas en un año medio, y su repartición en el tiempo, y deduciendo la diferencia entre los caudales totales entrantes y salientes en el embalse en el caso de una riada máxima. Estos pantanos deben, normalmente, permanecer vacíos, y, en cuanto los llene una riada, debe procurarse desocuparlos en el plazo más breve posible. A veces estos pantanos se proyectan con galería inferior abierta (pantano del Agujero, en Málaga). Y la sección de esta galería debe ser tal, que el máximo caudal que por ella pase a embalse lleno no cause perjuicios agua abajo. Además de esta galería de desagüe, el pantano debe tener aliviadero de superficie. La misma eficacia

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

que la indicada disposición automática se puede conseguir cerrando la galería con compuertas y manejando éstas oportunamente, y para ello hay que tener cuidadosa vigilancia.

En general, el agua embalsada ha de encontrar siempre conveniente empleo. De modo que la capacidad debe fijarse con la mayor amplitud posible, dentro de ciertos límites económicos que las circunstancias del caso marquen.

Ubicación del embalse.—Cuando se trate de aprovechar energía en saltos de agua, puede caber la elección del valle en que se construya el pantano; pero en los demás casos (riego, abastecimiento, inundaciones, navegación, regularización del caudal del río) no cabe, corrientemente, esta elección.

En cuanto a la ubicación de la presa, hay que atender a lo siguiente:

1.° Que haya posibilidad de llenar el embalse con las aportaciones de la cuenca afluente, o con las de otra lateral, por medio de conveniente derivación.

2.° Que el terreno ensanche lo suficiente, agua arriba, para que el vaso tenga aceptable capacidad.

3.° Que el vaso sea impermeable.

4.° Que exista un estrecho, o angostura, para que la presa sea relativamente corta y, por consecuencia, económica.

5.° Que otras circunstancias contribuyan a esta economía, y, entre ellas, debemos fijarnos en las siguientes:

a) Que no se embalsen terrenos de mucho valor, ni poblados ni obras públicas (carreteras, ferrrocarriles, etc.), lo que aumentaría el coste.

b) Que los materiales que necesite la obra (piedra, grava, cemento, en caso de presa de fábrica, o tierra, en caso de presa de esta clase) se encuentren cerca y sean de buena calidad.

c) Que haya facilidad de acceso a la obra por caminos existentes, o que la apertura de éstos sea fácil y barata.

d) Que el valle se preste a una buena ubicación del aliviadero, con obras de relativa escasa importancia. Que el desvío de aguas y las ataguías necesarias para ello no sean difíciles ni costosas.

e) Que haya facilidad de acampar y abastecer la colonia obrera que se forme durante las obras.

6.° Que haya posibilidad de un empleo remunerador del embalse para uno o varios usos.

7.° Que el caudal sólido de las aguas afluentes, al sedimentarse, no disminuya con excesiva rapidez la capacidad del embalse.

8.° En caso de presas de fábrica, hay que atender, como ya veremos, ante todo a la posibilidad de cimentarla bien.

Estudio del régimen hidráulico de la cuenca.—Para ello hay que partir de aforos en el tramo del río cuyo caudal nos interese conocer en todo tiempo, sistemáticamente hechos, bien por estaciones oficiales o por las establecidas por el ingeniero. Teniendo

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en cuenta la diversidad de aportaciones en la misma época de años sucesivos, estas observaciones deben extenderse al mayor número posible de años. Entre éstos habrá unos que podemos considerarlos como secos: aquellos en que la aportación total queda por debajo de la media anual, y los restantes, como húmedos. Deducido de los años de observación el de aportación media anual, sobre éste podemos basar los cálculos de régimen medio de la cuenca.

De las observaciones diarias deducimos la curva de *caudales cronólogicos*. La figura 519 indica parte de una de estas curvas, correspondiente a una estación en el río Tajo.

De esta curva se deducen otras de gran utilidad: la *curva de caudales clasificados* y la de *caudales acumulados*. La de cauda-

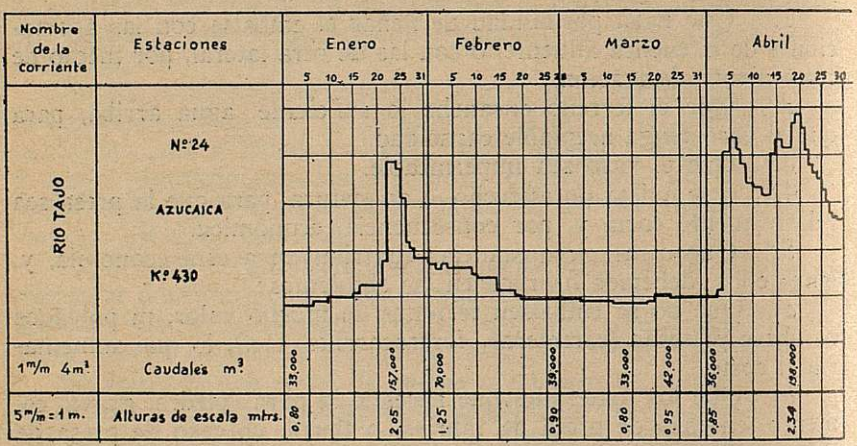


Fig. 519.

les clasificados se forma ordenando de mayor a menor los rectángulos elementales correspondientes a la aportación diaria, y se obtiene así la curva que se indica en la figura 520.

Tanto en la de caudales cronológicos como en la de clasificados, el área comprendida por debajo de ella representa, en la escala correspondiente, el caudal total aportado por el río en el año. Dividido este caudal por el número de segundos del año, se obtiene lo que se llama *caudal medio anual o módulo*.

En una regulación ideal se podría llegar con el embalse a dotar al río de este caudal, borrando agua abajo de aquél las fluctuaciones debidas a cambio de caudal instantáneo, hasta el punto en que ingresase en el río otro afluente. Esto nunca se puede conseguir, por la variabilidad de aportaciones anuales, pero podemos establecer un régimen de aproximación a dicho caudal regulado.

En la *curva de caudales clasificados*, trazando las verticales correspondientes a los 90, 180 y 270 días, se llaman *aguas altas*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

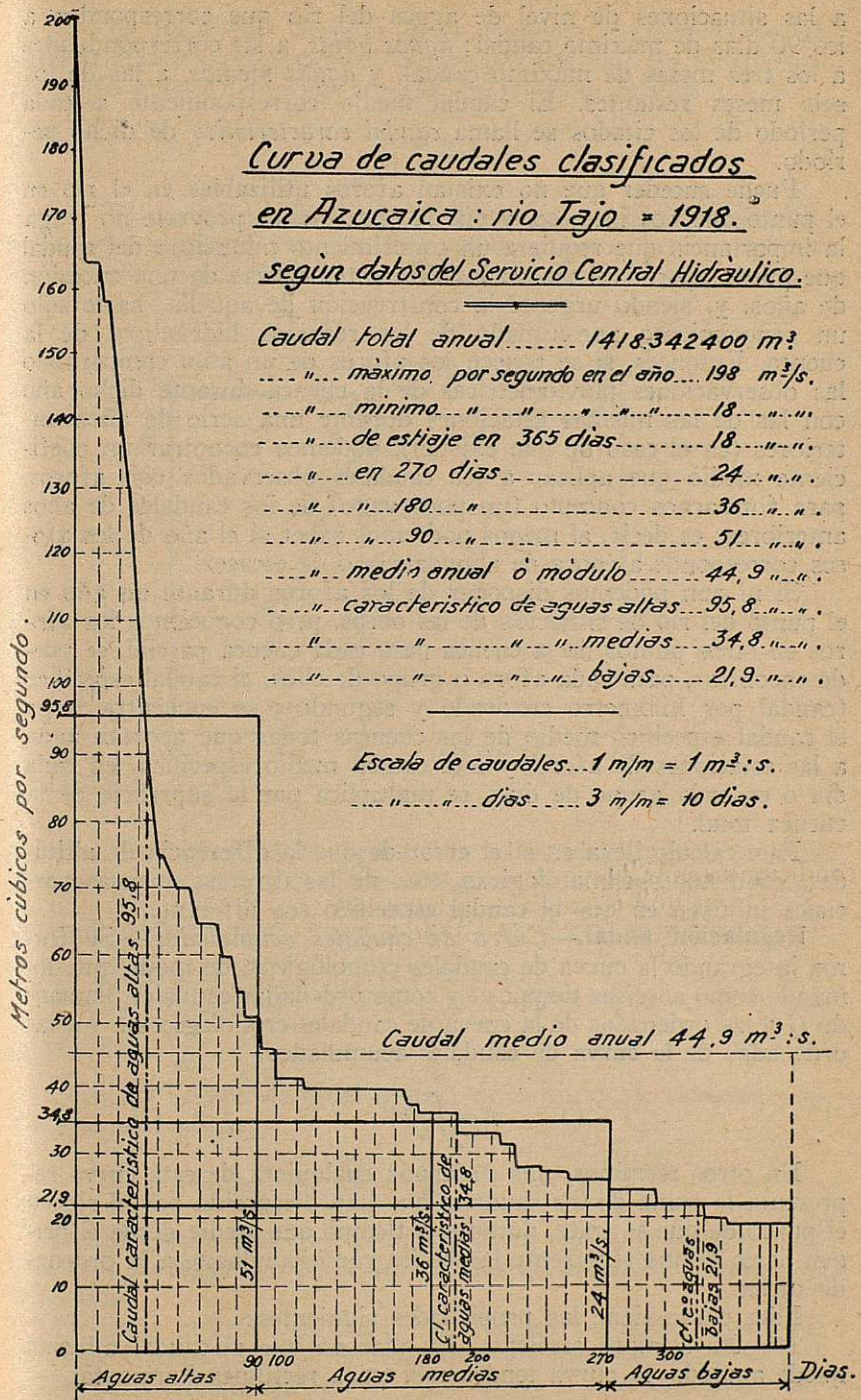


Fig. 520.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

a las situaciones de nivel de aguas del río que corresponden a los 90 días de máximo caudal; *aguas bajas,* a las correspondientes a los tres meses de máximo caudal, y *aguas medias,* a las de los seis meses restantes. El caudal medio correspondiente a cada período de los citados se llama *caudal característico* de dicho período.

Puede suceder que no existan aforos utilizables en el río en el punto que nos interese, y que la obra que se proyecte no tenga la importancia que requiera un conocimiento minucioso del caudal que puede aportar el río en las diferentes épocas de una sucesión de años, y, siendo urgente la construcción de aquélla, baste sólo un conocimiento aproximado de los recursos hidráulicos de la cuenca. Entonces, si se poseen los aforos de un año, comparando las observaciones pluviométricas de la cuenca durante dicho año con las de las mismas estaciones durante una serie de años anteriores (en el caso de que existan), podemos encontrar un coeficiente medio que aplicar a los caudales observados con aforos, para formarnos concepto (un poco vago) de los caudales de años anteriores; es decir, al menos podremos saber si el año de los aforos corresponde a época de abundancia o de escasez.

Si ni aun podemos disponer de los aforos durante un año en el punto del río de situación de las obras, pero conocemos los aforos en otros puntos de la cuenca para cada cuenca parcial, se puede encontrar, para cada aforo o grupo de ellos, el caudal específico (caudal por kilómetro cuadrado y segundo); se encuentra luego el caudal específico medio de las cuencas todas que aportan agua a las estaciones de aforo, y este caudal medio específico, en cada día o en cada grupo de días, se multiplica por la superficie de la cuenca total.

Este cálculo lleva en sí el error de que la diferencia de altitudes, condiciones climatológicas, etc., de las diversas cuencas parciales influyen en que el caudal específico sea diferente.

Regulación anual.—*Curva de caudales acumulados.*—Se forma integrando la curva de caudales cronológicos, de modo que, tomando como abscisas tiempos t y como ordenadas caudales, llamando Q a las ordenadas de la curva de caudales cronológicos e y a las ordenadas de la curva de caudales acumulados,

$$y = \int_{t_0}^{t} Q dt$$

En otros términos, una ordenada cualquiera de esta curva representa la suma de los caudales que han discurrido por el río en el punto de que se trate, durante el tiempo que medie desde el origen hasta el que represente la abscisa correspondiente a la ordenada dicha.

Esta curva tiene las propiedades siguientes:

1.ª Es siempre creciente. En días en que el caudal afluente quede anulado, la curva tendrá una traza rectilínea horizontal.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

2.ª El coeficiente angular de la tangente a la curva en un punto cualquiera representa el caudal por segundo en dicho punto, puesto que la definición anterior de la curva resulta:

$$\frac{dy}{dt} = Q$$

3.ª El caudal medio entre dos tiempos t_0 y t_1 se obtiene tomando el coeficiente angular de la recta que une los dos puntos correspondientes de dicha curva. Así, en la curva de caudales acu-

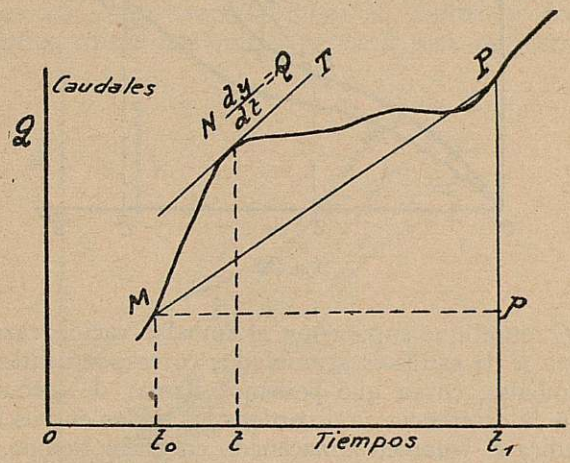


Fig. 521.

mulados, que presenta la figura 521, el caudal medio entre los tiempos t_0 y t_1 será el coeficiente angular de la recta $M\,P$, puesto que este coeficiente es $\frac{Pp}{Mp}$. Y Pp es el caudal discurrido entre los tiempos t_0 y t_1, y Mp es este tiempo.

4.ª Los máximos y mínimos de la curva de caudales cronológicos dan $\frac{dQ}{dt} = 0$.

Para los puntos de igual abscisa de la curva de caudales acumulados se tendrá:

$$\frac{d^2y}{dt^2} = \frac{dQ}{dt} = 0$$

Luego a cada máximo o mínimo de la curva de caudales cronológicos corresponde, en la de caudales acumulados, un punto de inflexión.

Vamos a utilizar esta curva de caudales acumulados para determinar la capacidad del embalse que nos permita conseguir una regulación completa del río, es decir, dotar a éste del caudal me-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

dio anual o módulo, o qué régimen de mejora podemos conseguir en el río cuando el embalse tiene menor capacidad que la necesaria para la regulación completa.

Si construímos un embalse y formamos (fig. 522) la curva *A* de caudales acumulados afluentes, y si, partiendo de un cierto tiem-

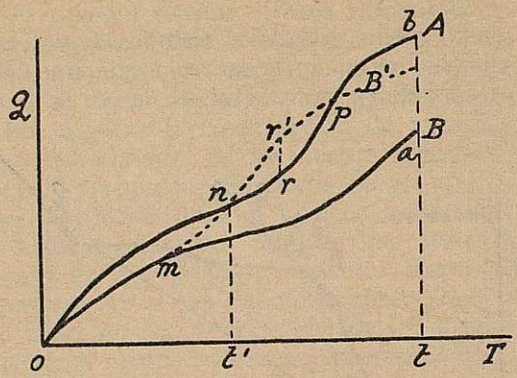


Fig. 522.

po origen *Q*, en el que suponemos el embalse vacío, trazamos también la curva *B* de caudales acumulados correspondientes a los que suelta el embalse, curva que podemos llamar de necesidades, es evidente que la diferencia *ab* de ordenadas de las curvas en el tiempo *t* nos indica el volumen almacenado en dicho tiempo.

La curva *B* puede llegar a tener contacto con la *A*, y en los

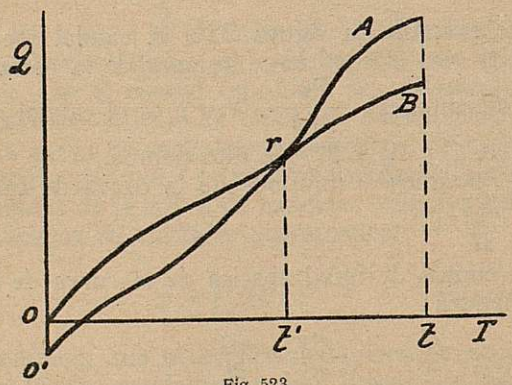


Fig. 523.

puntos de coincidencia tendremos que el caudal total afluente es igual al gastado, y el embalse quedará vacío. No cabe que la curva *B* quede por encima de la *A*, como sucede con la *B' (omnr'p)*, porque en el punto *n* de coincidencia con las curvas habrá quedado agotado el embalse, y no es posible que el trozo *np* de la cur-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

va B' pueda surtirse con los caudales afluentes. Faltará el caudal rr', máxima diferencia de ordenadas entre las dos curvas A y B', en el trozo nrp. En él la curva B' de las necesidades habrá de coincidir con la A de los caudales afluentes.

Pero si, en vez de partir del origen O con el embalse vacío, suponemos que en dicho momento tiene ya un caudal almacenado igual o mayor que rr', entonces (fig. 523) la curva B queda por debajo de la A.

Si suponemos que una cierta capacidad V al embalse, y a partir de la curva A de la figura 524 tomamos verticalmente distancias iguales a V, obtenemos la curva A'. Entre las dos curvas A y A' podemos trazar cualquiera curva B, que represente la curva

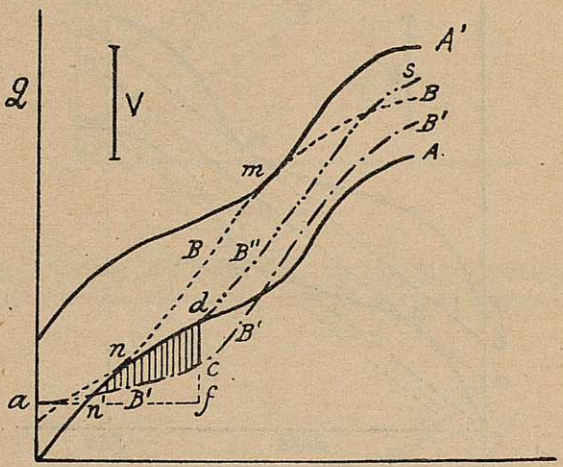


Fig. 524.

de las necesidades. Cuando esta curva sea tangente a la A' (en m), el embalse quedará vacío. Cuando lo sea a la A, en n, el embalse estará lleno. Cuando, al trazar la curva de las necesidades, obtuviésemos que una parte de ésta quedara por debajo de A (curva B' línea de trazo y punto, fig. 524), esto quiere decir que en n, punto de encuentro de B' con A', el embalse quedará lleno, y que, después de dicho punto, el caudal afluente (coeficiente angular de A) es mayor que el caudal gastado (coeficiente de B); y mientras esto suceda, como el embalse está lleno, el agua saltará por el aliviadero, y pasará esto hasta que el primer coeficiente sea menor que el segundo, en la figura a partir del punto c, y cd será el caudal que ha pasado por el aliviadero. El caudal salido del embalse, entre los tiempos correspondientes a los puntos n' y d, se representa por la curva nd, pues la diferencia de ordenadas df, que representa el caudal afluente en dicho tiempo, se descompone en cf, caudal gastado útilmente, y cd, caudal desperdiciado por el aliviadero. A partir del tiempo correspondiente al punto d, el coeficiente an-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gular de B' es mayor que el de A', y entonces empieza a vaciarse el embalse. Hay que trasladar la curva B' desde c, paralelamente, hasta coincidir el punto c con el d, y obtenemos la rama de curva B''. De modo que el régimen que se establece con las curvas de las necesidades B' será el que indica la curva $an'nds$, que coincide en el trozo $n'nd$ con la curva A.

Supongamos que queremos obtener una regulación completa del río con un caudal por segundo igual al medio anual o módulo. Si en la figura 525 la curva de caudales afluentes acumulados durante el año medio es la A, el coeficiente angular del módulo será el de la recta oa. Y podrá establecerse dicho régimen con un em-

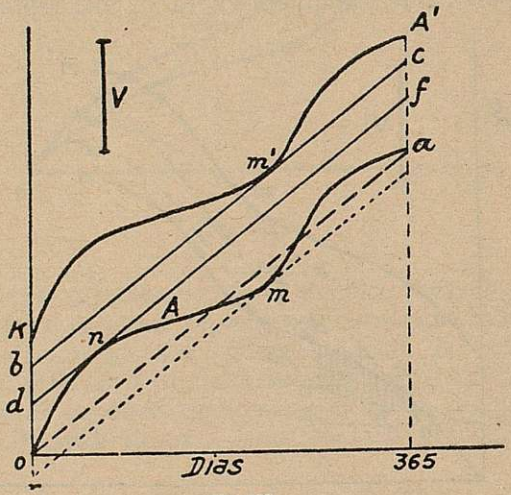


Fig. 525.

balse de capacidad V (distancia entre las curvas A y A'), siempre que entre estas curvas puedan trazarse rectas paralelas a oa, que sean, a lo más, tangentes a ella, pero no secantes. En el caso de la figura 525, dan solución cualquiera del haz de rectas comprendidas entre bc y df, tangente la primera, en m', a la curva A', y la segunda, en n, a la curva A, y, partiendo del origen del año, con una capacidad de embalse lleno comprendida entre od y ob. En este caso, de infinitas soluciones, la capacidad de embalse ok es mayor que la distancia vertical rd entre tangentes extremas a una de la curva A, paralelas a oa; porque $ok = od + db + bk$, $rd = ro + od$, $or = bk$, por ser las curvas A y A' y las tangentes paralelas. Luego $rd = od + bk$, y $ok = rd + db$. En el caso en que $bd = 0$, cabe sólo una tangente común a las curvas A y A', y entonces $ok = rd$; es decir, que la capacidad del embalse es igual a la distancia vertical entre tangentes extremas paralelas al módulo oa.

De aquí deducimos la regla siguiente: La capacidad mínima que se ha de dar al embalse para obtener una regulación completa

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

con caudal constante igual al módulo, es la que representa la distancia vertical entre tangentes extremas a la curva de caudales acumulados paralelas a la recta-módulo.

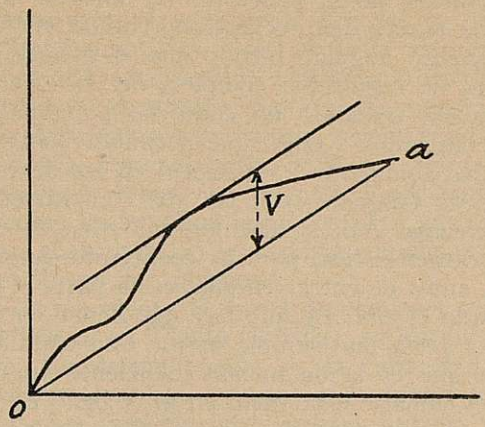


Fig. 526.

Cuando, como en la figura 526, las tangentes posibles a la recta módulo *oa* quedan sólo a un lado de ésta, la capacidad mínima

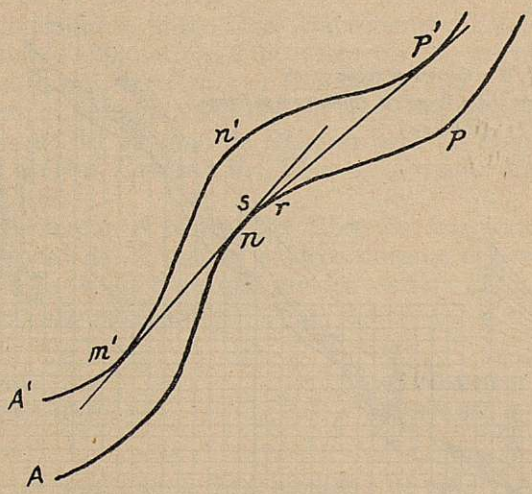


Fig. 527.

del embalse se determina por la distancia vertical V entre la cuerda *oa* y la tangente extrema.

Se llama *coeficiente de regulación* en un embalse a la relación

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

entre su capacidad y el caudal total que afluye durante el año. Este coeficiente es menor que la unidad.

Pero, a veces por circunstancias de relieve de terreno, o por razones económicas, no se puede dar al embalse la capacidad indicada, ni cabe trazar una recta comprendida entre curvas, aunque con coeficiente angular menor que el módulo. Entonces no hay posibilidad de regulación completa del río; pero sí cabe mejorar su régimen, trazando un contorno poligonal entre curvas, formado por tangentes a ellas, que permitan llenar el embalse en épocas de aguas abundantes, y vaciarlo en las de escasez. Las indicadas sucesivas tangentes son las que constituyen la mejor solución del problema. Así, si tenemos una zona de curvas A y A' (figura 527), característica, por sus coeficientes angulares, de época abundante, antes de entrar en ella, en la parte $A'm'$ de escasez, se habrá vaciado el embalse que hay que llenar en la época abundante $m'n'$. La recta que cumple mejor esta condición es la tangente $m'n$, porque es la de menor coeficiente angular que podemos trazar. El embalse está vacío en m' y lleno en n. Después de este punto viene una zona de escasez, $n'p'$. En ella nos conviene vaciar el embalse con el máximo caudal por segundo posible, y para ello trazamos la tangente rp', que es la recta de máximo coeficiente angular posible entre las curvas en aquella zona. Así, el régimen entre los puntos m' y p' estará formado por las dos tangentes citadas, prolongadas hasta su encuentro en s.

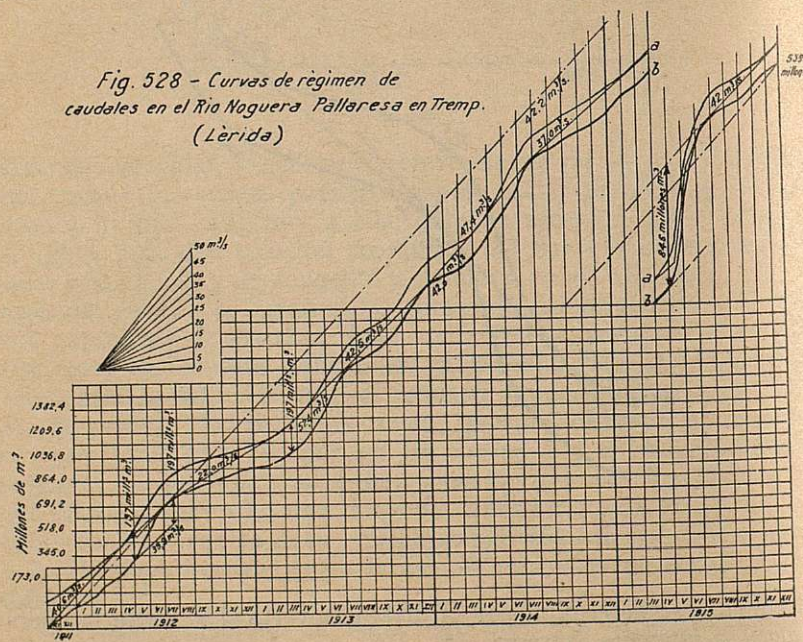


Fig. 528 - Curvas de règimen de caudales en el Río Noguera Pallaresa en Tremp. (Lèrida)

Fig. 528.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Hasta ahora hemos considerado el año medio como base para la regulación. Para que ésta sea más perfecta, la regulación debía hacerse en un ciclo de varios años que comprendiesen húmedos y secos. Si toda el agua que es posible almacenar en un año húmedo se gastase durante éste, al agregar al estiaje, ya crecido por la abundancia de los manantiales a virtud de la abundancia de precipitaciones, el caudal considerable almacenado en riadas, obtendríamos un caudal relativamente importante; mientras que en un año seco el estiaje quedaría muy exiguo y poca podría ser el agua almacenada; el caudal regulado sería, dicho año, escaso.

Si la regulación se hiciese en un período de varios años, podría guardarse agua en los años húmedos para gastarla en los secos; es decir, que el embalse no se vaciaría completamente en aquellos años, sino sólo en los últimos.

La figura 528 representa la curva de caudales acumulados del río Noguera-Pallaresa, en Tremp (Lérida), en los años 1912 al 15, ambos inclusive. La determinación de la capacidad del embalse para una regulación completa en estos años (entre los que existe uno, el 1915, de gran abundancia de aguas), hubiera dado la cifra de 846 millones de metros cúbicos. Por circunstancias económicas se ha construído un embalse sólo de 197 millones de metros cúbicos, y con él se puede establecer el régimen de regulación que indica la figura 528, con caudales desde 22 metros cúbicos por segundo en el año seco de 1912, hasta más de 150 metros cúbicos por segundo en el año 1915.

(Puede consultarse, entre otros trabajos, el "Etude Graphique des conditions d'explotation d'un reservoir de regulation", par M. Valet.—*Annales des Ponts et Chaussées,* 1923, IV.)

Otro ejemplo de regulación del río en varios años se puede ver en el estudio que del pantano de Reinosa hace D. Manuel Lorenzo Pardo en el folleto *Pantano del Ebro. — Estudio técnico de sus obras hidráulicas.*

Para suplementar el caudal del Ebro de tal modo que quede asegurado el paso de 70 metros cúbicos durante el período estival, serían necesarios volúmenes que pueden oscilar entre valores tan alejados como los siguientes:

Año 1908.....	145 000 000 m³
Año 1916.....	470 000 000 m³

Dedúcese de aquí que la disponibilidad de una reserva constante aseguraría caudales de verano mayores que los actuales, pero muy diferentes entre sí.

Análoga variación se observa en el volumen a que ascienden anualmente los recursos hidráulicos de la cuenca alimentadora del embalse.

En el período invernal formado por los últimos meses de 1909

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y los primeros de 1910 hubieran podido recogerse 534 millones de metros cúbicos, en tanto que el de 1912-1913 solamente hubiera ofrecido el volumen, muy inferior, de 209 millones.

Por lo tanto, si se empleara cada verano, totalmente, el agua acumulada durante el invierno los años abundantes, aquellos en que la necesidad es menor, tendríamos un caudal de estiaje enorme, fantástico, mientras que el de los años de gran sequía, de verano muy duro y prolongado, sería escasamente mayor que el actual.

En la figura 529 están indicados, en las líneas verticales intermedias de los años, los volúmenes aportados invernalmente, y

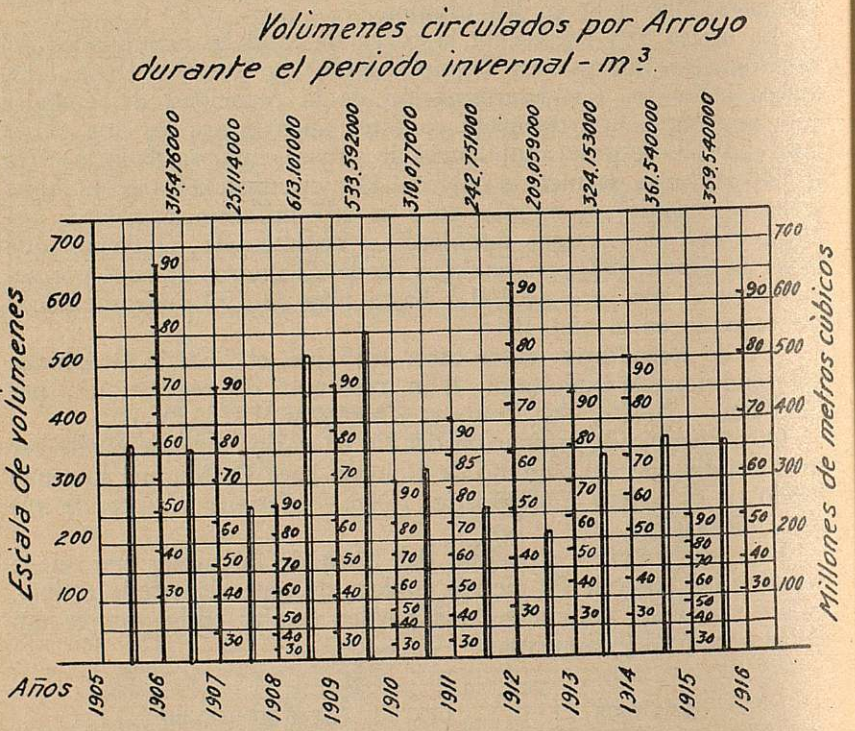


Fig. 529.

en las correspondientes a las cifras de los años, los volúmenes que sería preciso gastar para, teniendo en cuenta el caudal de estiaje en los meses de él, asegurar un caudal de 30, 40, 50 ... 70 ... metros cúbicos.

Así, pues, durante el estiaje de 1910 hubiera sido preciso suplementar el Ebro en 200 millones de metros cúbicos para que el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

caudal no hubiera bajado de 75 metros cúbicos por segundo. El mismo volumen no hubiera consentido asegurar sino un caudal de 45 metros cúbicos por segundo durante el estiaje de 1916.

Si en dicha figura trazamos desde los extremos de las verticales que indican los caudales aportados en el invierno, horizontales hasta que corten a la vertical siguiente, sobre cada una de éstas tendremos indicado el caudal que en el estiaje correspondiente aseguraría la aportación invernal anterior.

Llevando estos caudales a la representación gráfica de la figura 530, formamos la curva 2, que nos representa la variación acentuadísima de estos caudales regularizados (anualmente) de estiaje. (La curva 1 indica los caudales de estiaje sin regularización.)

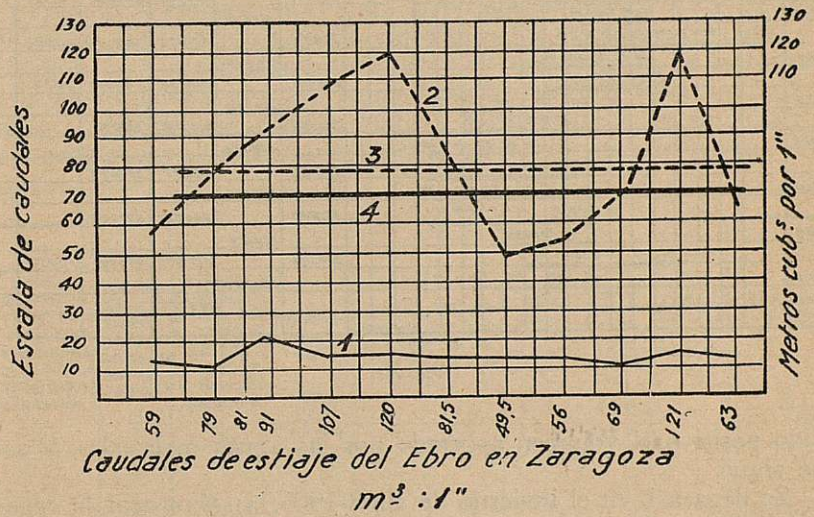


Fig. 530.

Pero los recursos hidráulicos de la cuenca permiten alcanzar ventajas mayores, y para ello bastará conservar en el embalse, suficientemente capaz, las aguas sobrantes o no aprovechadas en los veranos que siguen a los inviernos muy lluviosos.

La línea 3 representa este nuevo régimen de estiaje; resultaría un caudal asegurado de 80 metros cúbicos por segundo. Pero, circunstancias de índole económica, han hecho reducir esta cifra a 70 metros cúbicos por segundo (línea 4).

En la figura 531 se indica la marcha del embalse durante el período 1906-1917, para asegurar dicho caudal de 70 metros cúbicos por segundo.

En la horizontal, y a partir de una vertical en una cierta escala, se toma el volumen aportado en el invierno 1906-1907. Se descien-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de con una vertical de puntos hasta la horizontal siguiente, y en ella se toma en sentido contrario el volumen que habría que gastar en el estiaje de 1907 para asegurar los 70 metros cúbicos. Desde el punto extremo obtenido se desciende con otra vertical hasta la horizontal siguiente, y desde el encuentro con ella se toma en sen-

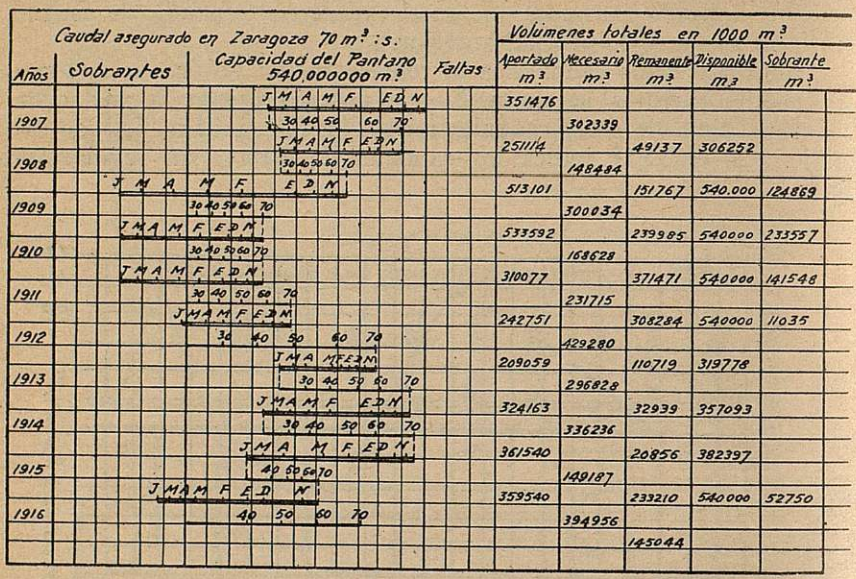


Fig. 581.

tido positivo el volumen aportado por las aguas invernales, y así se sigue.

Se llega así, en el invierno de 1908-1909, a sobrepasar la capacidad límite del embalse, de 550 millones de metros cúbicos. El agua excedente saldrá por los desagües, y la resta del volumen necesario para el estiaje siguiente se hará desde la vertical correspondiente al volumen del embalse, 550 millones.

En las columnas de la derecha se indican las cifras y resultados de restas y adiciones que el gráfico representa.

Cuando se trata de un pantano con destino a riego de superficie dominada conocida, y suponiendo que la cuenca tenga aportaciones sobradas, la capacidad del embalse se obtiene teniendo en cuenta las partidas que se especifican en el ejemplo siguiente del pantano de Guadalcacín (Cádiz), proyectado y construído por el señor González Quijano.

La extensión del riego es de 10 000 hectáreas. Se supuso una dotación de 5 000 metros cúbicos por hectárea (en Cádiz las lluvias medias anuales son de 700 mm y oscilan entre un mínimo de 286 mm y un máximo de 1 862 mm).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

10 000 hectáreas a 5 000 m³	50 000 000 m³
La evaporación en una superficie de 780 hectáreas del embalse ha de ser seguramente menor que la que resulta en superficies aisladas, que es la que dan los Observatorios. No obstante, aplicando los datos de éstos se ha deducido un volumen total anual de	8 000 000 »
Esto representa próximamente una altura de lámina de agua de 1 metro; y teniendo en cuenta la lluvia media caída, que es de 0,7 m, resulta por término medio diario para la evaporación una lámina de 1,70 : 365 = 0,0046 m. Por filtración (esto depende de la calidad del vaso). Se ha fijado	3 000 000 »
Filtración en los canales se fija en	9 450 000 »
A esto se ha añadido un volumen para limpias de	6 000 000 »
Total	76 450 000 m³

Cuando el embalse sirve para la producción de un salto estando unidas las turbinas a dicho embalse por conducción forzada, y sabiendo, por la capacidad de aquél y el conocimiento de la curva de caudales acumulados, el régimen posible, según hemos indicado antes, se puede juzgar de la marcha del embalse y de su capacidad productora de kilovatios-hora al año formando el cuadro siguiente:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
DIAS	Volumen de agua en 1 000 m³ contenido en el embalse en el origen de la fecha de la casilla 1	Ordenada de la superficie de las aguas del embalse en m	Ordenada de la superficie de las aguas en el canal de desagüe de la Casa de Máquinas	Desnivel aprovechable	Caudal afluente en 1 000 m³	Caudal que gastan las turbinas	Agua que se ahorra en 1 000 m³	Agua que se gasta de la embalsada	Agua que salta por el aliviadero	Kilovatios-hora producidos
	V	h	h_1	$H = h - h_1$	q	q_1	$q - q_1$ $q > q_1$	$q - q_1$ $q_1 > q$		$\frac{q_1 \cdot H}{500}$
1 al 10 de enero	V	h	h_1	H	v	v_1	$v - v_1$	—	—	$\frac{q\left(\frac{H + H'}{2}\right)}{500}$
10 al 20 de enero	$V + v - v_1$	h'	h_1	H'	—	—	—	—	—	

Partiendo de una cierta fecha en que se conoce el volumen de agua almacenada (columna 1), de este valor, y por el de la curva que en cada embalse enlaza el nivel superficial de sus aguas y el volumen almacenado, se deduce la ordenada de aquéllas (columna 3). Se conoce la de las aguas en el canal de desagüe (columna 4), y la diferencia de dichas ordenadas nos da el salto aprovechable al comienzo del tiempo que indica la columna 1. Se sabe el volumen que afluye en el número de días que indica la columna 1 (columna 6). Se sabe también el volumen que gastan o pueden gastar las turbinas (columna 7), según el régimen posible o previsto. La diferencia entre estos valores $q - q'$, en el caso de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

que $q > q'$ nos da el agua que se ahorra con la que se aumenta la embalsada (columna 8). Si $q_1 > q$, se gasta más agua que entra; el agua embalsada disminuye en $q_1 - q$ (columna 9). Si estando lleno el embalse se gasta menos agua que entra, el exceso $q - q_1$ salta por el aliviadero (columna 10). Al final del tiempo de la columna 1 se tendrá un volumen en el embalse que será $V + v - v_1$, y a éste corresponderá un cierto salto H'. El salto medio en el tiempo de la columna 1 será $\frac{H + H'}{2}$. En la columna 11 se indica el número de kilovatios-hora producidos en dicho tiempo.

Sumando los valores de la columna 11 tendremos la capacidad posible productora de la Central.

Haciendo este cálculo con diferentes alturas de presa, y para cada altura de presa con diferentes alturas de toma de agua, se podrá deducir del tanteo la solución que más capacidad tenga, y, entrando en cuenta las circunstancias del coste, formar idea de la que resulte más conveniente.

Depósitos de regulación semanal o diaria.—La capacidad necesaria para un depósito de regulación semanal o diaria se puede encontrar por medio de las curvas de caudales acumulados, o las equivalentes de kilovatios-hora acumulados que los caudales pueden producir. Una de estas curvas será la del caudal afluente que, suponiéndolo constante, como, por lo menos aproximadamente, lo será, durante la semana o el día obtendremos una recta. Y otra, la de los caudales necesarios en cada instante para producir la potencia que en cada momento requerirá la línea de carga de la Central.

Así, en la figura 532, la curva *oa* representa la últimamente indicada de los kilovatios-hora acumulados en una semana a partir del viernes. Si la recta de kilovatios-hora acumulados que pudiera dar el caudal constante por segundo fuese la *oa,* entonces, siendo iguales las ordenadas finales *ab* de curva y recta, cabe dar, con el caudal afluente, toda la energía necesaria para la curva de carga, previo almacenamiento del agua y repartición conveniente de ésta. La capacidad mínima del depósito necesario se puede determinar trazando a la indicada curva *oa* tangentes *cd* y *ef*, superior e inferior a la recta *oa* y paralelas a ésta. La magnitud *mn,* distancia vertical entre estas paralelas, representa la energía que, con el salto disponible *h,* podrá dar el agua almacenada en este depósito. Llamando Q a la capacidad de éste y E a la energía *mn* en kilovatios-hora, se tiene:

$$E\ (\text{Kw-h}) = \frac{Q \times h \times 1\,000}{75 \times 3\,600}\, 0{,}736 \times \eta$$

y suponiendo

$$\eta = 0{,}75 \qquad E = \frac{Qh}{489}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y aproximadamente

$$\frac{Qh}{500},$$

de donde

$$Q = \frac{500 \cdot E}{h}.$$

Si el caudal afluente diese una recta de energía *og* con orde-

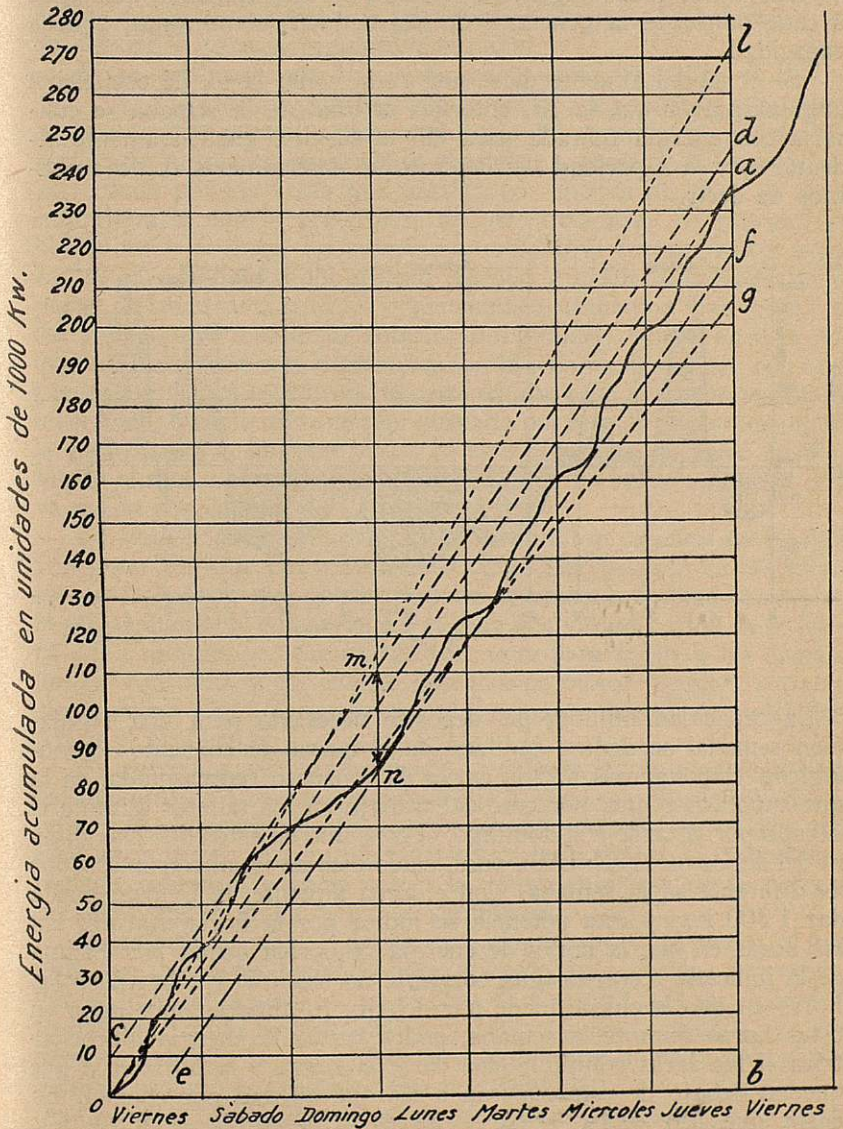


Fig. 532.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

nada al final de la semana menor que *ab*, no cabría almacenar suficiente agua para suplir todas las deficiencias, y tendría que recurrir, además del depósito (en el caso en que cupiera embalsar, o sea cuando hubiese tramos de la curva *oa* de menor coeficiente angular que la recta *og*), a energía de otro manantial (hidráulico o térmico). La capacidad mínima del depósito necesario en este caso se puede determinar trazando las tangentes posibles a la curva superiores a la recta *og*, y midiendo la distancia máxima en vertical desde cada tangente a la curva en la hondonada que sigue a cada punto de tangencia, y de ella deducir, como antes, aquella capacidad.

Si el caudal afluente diese una recta como la *ol*, de coeficiente angular mayor que la *oa*, entonces al final de la semana se contaría con energía sobrada para dar el servicio exclusivamente hidráulico, y la capacidad del depósito se determinaría como acabamos de decir.

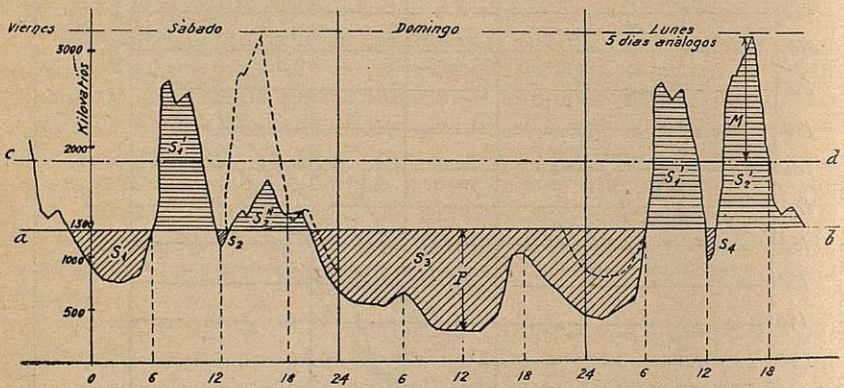


Fig 533.

La capacidad mínima del depósito necesario para una regulación semanal se deduce también de la curva de consumos cronológicos. Supongamos 533 la curva de consumo representada, en la que suponemos que, por cese del trabajo en los talleres durante el sábado por la tarde y el domingo, el consumo en estos dos días difiere del de los otros. Existen, pues, cinco días de igual consumo y dos de diferente en la semana. Con el agua afluente, la Central puede dar 1 300 kw, y esta potencia se indica por la horizontal *ab*. En las horas en que la curva de energía requerida queda por encima de la indicada recta, el agua corriente no bastará, y sobrará en las horas en que la curva quede por debajo. Si almacenamos agua en estas horas durante la semana, podrá bastar la energía hidroeléctrica si las áreas comprendidas entre la curva y la horizontal que queden debajo de ésta superan a las que quedan por encima. Es decir, que $5S_1 + S_2 + S_3 + 5S_4 \leqq 5(S'_1 + S'_2) + S'_1 + S''_2$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En este caso la regulación semanal se podrá conseguir evidentemente con un depósito de la capacidad necesaria para producir, con el salto disponible h, la energía representada por el área S_3. Y, como hemos dicho antes, esta capacidad será

$$Q = \frac{500 S_3}{h}$$

Al ser mayor el primer miembro que el segundo de la ecuación anterior, con el depósito que representa la energía S_3 habría sobrada capacidad para la regulación semanal.

Si se verificase que $5S_1 + S_2 + S_3 + 5S_4 < 5(S'_1 + S'_2) + + S'_1 + S''_2$, entonces no bastaría la energía acumulada que representa el primer miembro para suplir a la del segundo. Se podría con la energía hidráulica acumulada abastecer a parte de la energía representada por las áreas que quedan por encima de *ab*, y el resto suministrarla con la procedente de otro manantial de energía, ya hidráulica o térmica. La solución se obtendría trazando otra horizontal *cd* que dejase por debajo de ella, y hasta la horizontal *ab*, partes de las áreas S_1, S'_1, S''_2, que sumadas diesen un área igual a la del primer miembro de la anterior desigualdad. Dicha energía podría suministrarse con la acumulación hidráulica, y el resto con otra fuente hidráulica o térmica. En este último caso el motor habría de tener una potencia mínima representada por la máxima ordenada de la curva hasta la horizontal *cd*; en este caso sería de valor *M*. Entonces el motor térmico funcionaría sólo en las horas en que la curva quede por encima de la horizontal *cd*.

Se podría sacar mejor partido del motor térmico haciéndolo funcionar durante las veinticuatro horas del día, aun en las horas en que la energía que pueda producir el caudal corriente baste para la que demande el consumo. Es el caso que ya indicamos en la figura 27. Entonces se acumularía más agua para suplir a las demandas de consumo, y con menor potencia de motor térmico, y trabajando éste a plena carga (y con mejor rendimiento), se podría resolver el problema.

Si queremos ver gráficamente la marcha de la energía o caudal acumulado, podemos valernos del gráfico que representa la figura 534. A partir de una horizontal *ab* se toman, en sentido vertical hacia arriba, magnitudes sucesivas de la energía o caudal acumulado sobrante, y hacia abajo las representativas de la energía o caudal que el embalse ha de suministrar.

Estas magnitudes se toman cronológicamente, es decir, a medida que vayan produciéndose los ahorros o los gastos. Así vemos que al final de la semana, en el caso de la figura 534, si el depósito hubiera tenido la capacidad representativa de la energía *cf*, nos hubiera sobrado la capacidad correspondiente al valor *cd*, y nos hubiera bastado la capacidad que representa *df*.

Cuando el embalse está conectado por conducción forzada a la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Central, aquél sirve lo mismo para la regulación anual que para la semanal y diaria. Pero cuando el salto tiene canal de nivel libre, para la regulación semanal o diaria se necesita un depósito de acumulación, aun en el caso de que quede situado a poca distancia del embalse y se pueda disponer de libertad de mover las compuertas de éste, porque nunca es posible prever el caudal que necesitarán en cada momento las turbinas. En este último caso, dando a la cámara de presión bastante capacidad, como hemos dicho al tratar de ellas, puede conseguirse utilizar completamente el agua almacenada.

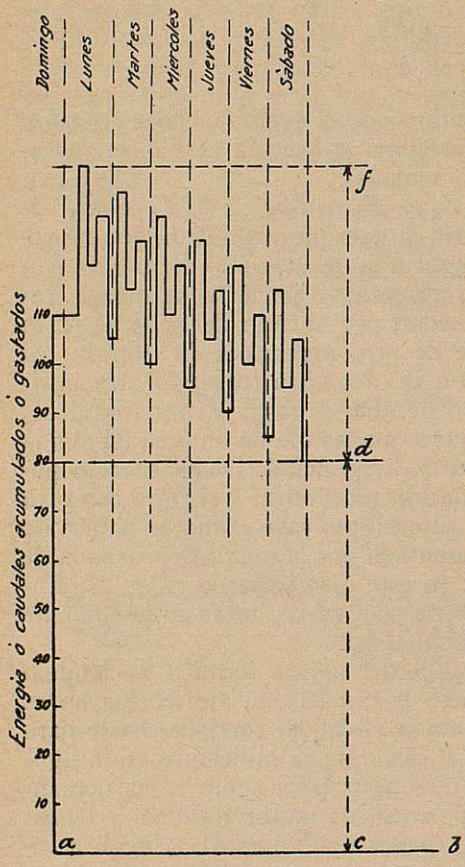


Fig. 534.

Estos depósitos pueden ser de *acumulación natural* o de *acumulación artificial*.

Depósitos de acumulación natural.—A estos depósitos llega el agua caballera, es decir, que su movimiento se consigue por la acción de la gravedad.

Pueden estos depósitos obtenerse bien con un ensanchamiento del canal (depósitos abiertos), bien derivando el agua del canal para establecer los depósitos separados de éste (depósitos cerrados). En los primeros el nivel de aguas es el mismo que en el canal; en los segundos puede ser el nivel de agua diferente del de aquél.

El valor económico de un depósito de acumulación será tanto mayor cuanto más grande sea la altura del salto. Así, si ésta es H, para producir un caballo-hora se necesitará un volumen de agua q en metros cúbicos.

$$q = \frac{3\,600}{10 \times H} = \frac{360}{H}.$$

De modo que si el depósito tiene una capacidad Q, podrá producir una energía en caballos-hora de $\frac{Q \cdot H}{360}$, que es proporcional a H. O, a la inversa, si queremos establecer un depósito que alma-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cene una cantidad de agua susceptible de dar luego una energía E, dicho volumen será $\frac{E \cdot 360}{H}$, que será tanto mayor cuanto mayor sea H.

El coste de un depósito juega papel muy importante en la decisión de hacerlo o no. Y dicho coste depende de la ubicación más o menos favorable del depósito. En la mayor parte de los casos se verá fácilmente si el terreno se presta a la construcción de aquél, y si, en vista de ella, conviene o no la construcción.

Para el mejor aprovechamiento del depósito conviene que esté situado junto a la toma de aguas de las turbinas. Entonces, si el depósito es abierto, la misma regulación de las turbinas determina el caudal que el depósito tiene que servir. Si es cerrado, desde la misma Casa de Máquinas se podrán mandar las compuertas de él. Las razones de preferencia de la primera ubicación son las siguientes:

1.ª El canal se habrá calculado para un cierto caudal por segundo.

Cuando las turbinas gasten todo el caudal, el nivel de aguas en el canal corresponderá a la pendiente de que se ha partido para este cálculo. Si las turbinas gastan menos caudal, el agua se irá remansando en el canal, elevándose el nivel de las aguas hasta que las so-

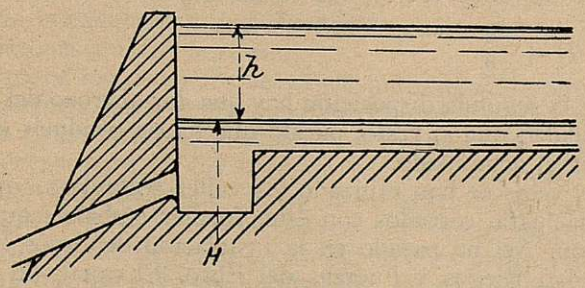


Fig. 535.

brantes viertan sobre la coronación del azud (en el caso de canal corto) o sobre el primer aliviadero agua arriba de las turbinas; la coronación de este aliviadero se puede disponer a conveniente altura para conseguir la mayor capacidad posible del depósito. La pendiente superficial corresponderá, pues, a una cierta curva de remanso, pendiente que disminuye en dirección a las turbinas, y que siempre es menor que la del fondo del canal; es decir, la altura de las aguas remansadas va aumentando; de modo que, cuanto más cerca de las turbinas construyamos el depósito, mayor calado de aguas podrá tener y mayor volumen de aguas podrá almacenar para una misma superficie en planta.

2.ª Cuanto más cerca está el depósito de la toma de aguas de las turbinas, mayor altura media de salto aprovecharemos. La figura 535 representa el caso de depósito junto a la cámara de presión.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La altura de salto aprovechable oscilará según esté más o menos lleno el depósito entre H y $H + h$; es decir, será, por término medio, $H + \frac{h}{2}$.

La figura 536 representa el caso de depósito lejos de la cámara de presión. El depósito es *bfgh*; el nivel *ef* será el del agua en el caso de estar vacío aquél; *ab* será el nivel del agua en el canal

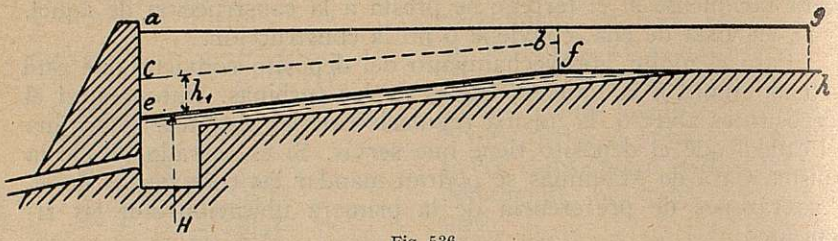


Fig. 536.

cuando, estando el depósito lleno, las turbinas gastan menos agua que la normal del canal; *cb* será el nivel de aguas al comenzar a gastar las turbinas parte del caudal del depósito. De modo que la altura de salto aprovechable oscilará, mientras se utiliza el depósito, entre H y $H + h_1$; por término medio será $H + \frac{h_1}{2}$ valor menor que $H + \frac{h}{2}$

3.ª En la segunda disposición hay que dar al trozo del canal *ef* mayor capacidad que al resto, puesto que ha de conducir el caudal normal, más el acumulado.

Algunas veces se han utilizado los valles secundarios que atraviesa el canal para, cerrados con éste, formar embalses que sirvan de regulación. Así ha pasado en la instalación de Serós (Lérida), de la Sociedad Riegos y Fuerzas del Ebro. El canal, de 29 kilótros de longitud, en el km 20 atraviesa el valle de Utchesa, y en éste y otros menores que se cruzan más agua abajo se forma un embalse abierto.

En el salto de Brillanne, sobre el río Durance (Francia), en el arroyo Lanzón se ha formado un embalse de 40 000 m³, con una presa de 220 m de longitud.

No debe exagerarse la acción de los depósitos de acumulación natural, que funcionan perdiendo siempre algo de nivel de aguas. De modo que debe medirse lo que se gana y lo que se pierde, comprendiendo en esto último el interés y amortización del capital que representa la construcción, para aplicar la solución que convenga.

Un depósito de acumulación puede servir también para sedimentación; ya sabemos que para este objeto la mejor ubicación es cerca del azud, precisamente la que no conviene para los efectos de la acumulación, pues para aquella ubicación se perdería por com-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

pleto, o casi por completo, en altura de salto aprovechable, el calado de aguas del depósito.

En todo depósito se originan pérdidas de capacidad por filtración, por evaporación y por los hielos.

Las pérdidas por filtración deben evitarse por la natural impermeabilidad del terreno o determinándola artificialmente.

Las pérdidas por evaporación son despreciables cuando el estanque se llena y vacía diariamente.

Cuando el agua disponible para almacenarla oscila entre límites muy separados, y durante el invierno es escaso su caudal, puede ser ventajoso el dividir el depósito abierto en dos partes, como se ha hecho en la instalación de Kander: en primer lugar, para disminuir las pérdidas por evaporación y formación de hielos, y en segundo lugar, para aumentar la altura de presión media que proporciona el embalse del depósito. El depósito pequeño se llenará con caudal relativamente escaso hasta su máxima altura.

En los depósitos cerrados, durante el tiempo en que el agua corriente tenga su total empleo en la Casa de Máquinas, no es conveniente, en general, dejarla correr por el depósito, y que quede allí expuesta a las pérdidas por evaporación y por la formación de hielos, como pasa en los depósitos abiertos. Desde este punto de vista son preferibles los depósitos cerrados.

En el coste de la instalación de un depósito tiene principal importancia la excavación y el obtener los materiales apropiados para los malecones que lo bordean.

En todos los depósitos se va elevando paulatinamente el fondo a consecuencia de la sedimentación. El proceder a frecuentes limpias gravaría extraordinariamente el coste de la explotación. La acción de arrastre de los desagües es, por otra parte, limitada a una corta distancia, según se ha dicho al tratar de las compuertas de desagüe. Por todo ello es conveniente situar, de primera intención, el fondo del depósito próximamente un metro por debajo del nivel inferior al que pueda alcanzar el aprovechamiento de las aguas, y así queda un espacio suficiente para la sedimentación, espacio que tardará en llenarse bastante tiempo.

Al utilizar la cámara de presión para depósito de acumulación, puede añadirse a la capacidad de ésta la que resulte del embalse en el canal entre el nivel normal de las aguas a plena carga y el nivel del remanso que produzca en cámara y canal al disminuir el consumo de agua, remanso que será horizontal si no se consume ninguna. Así, disponiendo los cajeros del canal suficientemente elevados y con coronación horizontal, se podrá aprovechar en aquél, como embalse, un prisma de agua cuyo calado irá disminuyendo hacia agua arriba. Si el canal es largo, donde dicho remanso deje de ser sensible se puede instalar una compuerta que, manejada a voluntad o automáticamente, almacene aguas en las horas de escaso consumo y las suelte en las de mucha carga. Y así sucesivamente, a lo largo del canal se podrán producir atajamientos que

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

determinen sucesivos embalses (fig. 537), con una serie de compuertas *A, B, C,* o añadiendo a éstas otras intermedias, *A', B'*.

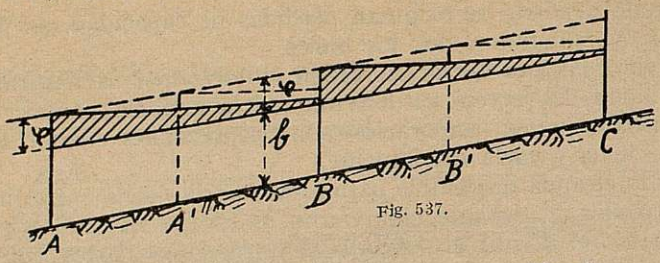


Fig. 537.

Compuertas automáticas Arellano de retención de aguas en el canal.—El ingeniero Sr. Arellano ha utilizado esta disposición en el salto de Anzáñigo (sobre el Gállego), ideando unas compuertas automáticas de retención de aguas, que describimos ligeramente a continuación, y que detalladamente lo hace el indicado ingeniero en la comunicación presentada a la Conferencia Mundial de la Energía (sesión de Barcelona, en 1929), bajo el título "Compuertas automáticas para producir embalses a lo largo de los canales industriales".

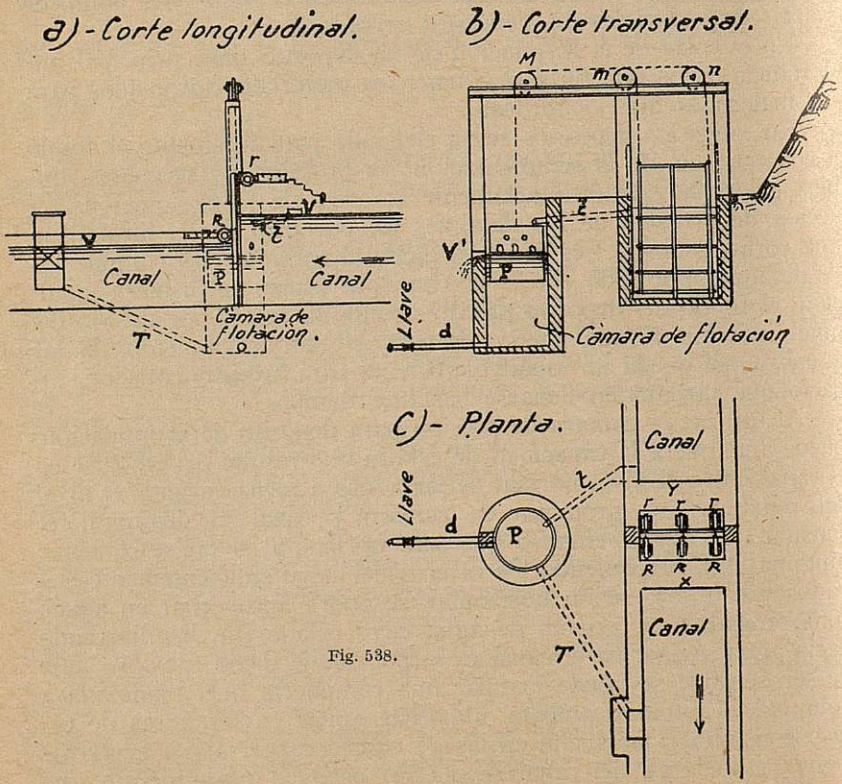


Fig. 538.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La compuerta (fig. 538) queda colgada en dos cables que pasan por las poleas *m* y *n* y por la doble *M*, y se amarran por el otro lado a un contrapeso *p*. Este contrapeso es un depósito cilíndrico de chapa, lastrado con agua, que puede flotar dentro de una cámara de mampostería, también cilíndrica y de mayor diámetro.

Para contrarrestar el empuje del embalse la compuerta se apoya en unas poleas o ruedas *R* y *r*, dispuestas como indica la figura 538.

En el tramo de agua abajo de la compuerta, y a la altura del máximo nivel del remanso, hay en el cajero del canal un aliviadero *V* (provisto de rejilla), por el que, cuando sube el nivel del canal, vierte el agua a un recipiente, pasando por el tubo *T* a la cámara de flotación. Esta tiene dos salidas: un tubo *d* de bastante diámetro, para poder limpiar la cámara de limos, pero que por medio de una llave se puede graduar el caudal de salida, y un vertedero *V'*, situado a la altura del máximo nivel.

Como el flotador y la compuerta cuelgan de los extremos opuestos de los cables, sus movimientos son contrarios; al máximo nivel de la cámara, limitado por el vertedero *V'*, corresponderá la posición más alta del flotador y la más baja de la compuerta, cerrada completamente o dejando pasar el caudal mínimo que se quiera, y, por el contrario, cuando se apoya el flotador en el fondo de la cámara por no haber agua en ella, está la compuerta en su punto más alto y fuera del agua del canal.

Esto último sucede cuando el nivel del canal está por debajo del vertedero *V*; pero, en cuanto lo rebasa, entra el agua en la cámara y, habiendo graduado la llave del tubo *d* para que salga por él menos agua que la que entre por *T*, sube el nivel y el flotador; baja al mismo tiempo la compuerta, dejando pasar menos agua; baja, por esta causa, el nivel del canal en el tramo inferior; entra menos por el vertedero *V*, etc. Se comprende perfectamente que se ha de llegar a una posición estable, y esto sucede cuando salga por el tubo *d* igual caudal que entra por el vertedero *V*. Si luego baja el nivel del canal por aumentar el caudal gastado en la central, entra menos agua en la cámara de flotación, ésta se vacía, baja el flotador y se abre la compuerta, etc.

El flotador es un depósito cilíndrico de palastro, lastrado con agua. Enrasando con el nivel de agua que se pone como lastre hay unos orificios *Q*. En el tramo de agua arriba de la compuerta hay otro aliviadero V_1, por el que, cuando llega el remanso a su límite máximo, entra el agua, conducida por el tubo *t*, al interior del contrapeso; con el aumento de peso baja el flotador y abre la compuerta. Esta última disposición de vertedero V_1, etc., es necesaria habiendo una sola compuerta; pero, si agua arriba hubiese otra, al aumentar el nivel se cerraría la segunda y no requeriría el aumento.

El salto de Serós (Riegos y Fuerzas del Ebro, Lérida) presenta un caso muy notable de acumulación natural. La altura del salto

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

es de 45 a 50 m, según los niveles de agua en la cámara de presión y en el desagüe. El canal tiene 27 kilómetros de longitud, y en los 19 primeros la sección es capaz para 60 metros cúbicos por se-

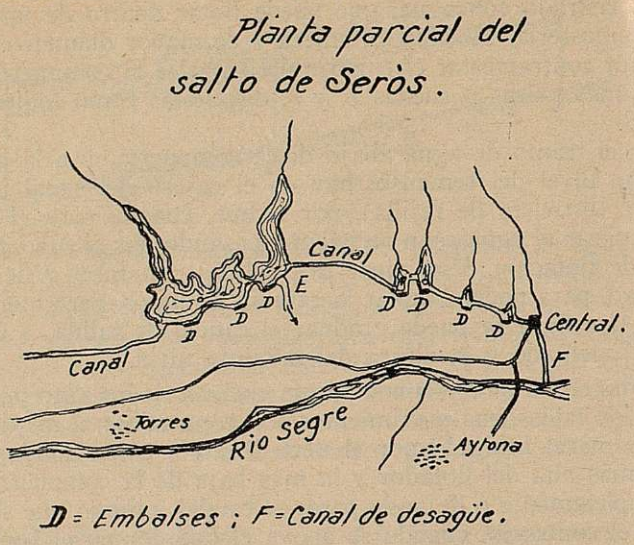


Fig. 539.

gundo. Desde el kilómetro citado hasta el final del canal (figura 539). éste corta siete valles (de los que los más importantes son los tres primeros), que se cerraron con presas de tierra, formando así embalses de acumulación natural. A partir del kilómetro 19, el canal es capaz para 120 metros cúbicos por segundo. El revestimiento de los cajeros tiene horizontal su coronación desde los embalses hasta el final, dejando un resguardo de un metro entre dicho nivel y el del aliviadero, situado en el embalse 3, junto a la mayor presa de tierra (de unos 25 m de altura).

La capacidad útil de los siete embalses de la cámara de presión y del canal hasta llegar al nivel mínimo, en que es posible derivar 60 metros cúbicos por segundo, es de unos 10 millones de metros cúbicos. La capacidad aumenta si se considera como caudal mínimo a tomar de los embalses el de 30 metros cúbicos por segundo.

Otro caso de acumulación natural es el que practica la Hidroeléctrica Española en la Central de Villora. Dicha Sociedad tiene en explotación las Centrales de Cortes de Pallás, Molinar y Tranco del Lobo, sobre el Júcar, y la de Villora, sobre el Cabriel. Entre las cuatro abastecen la curva de consumo (1) que se indica en la figura 540. Como se ve en ésta, la Central de Villora no funciona más que de las 17,30 a las 21 horas, o sea, aproximadamente, cuatro horas. Esta Central tiene un salto de 114 metros de altura (el mayor de las cuatro) y un caudal concedido de 12 metros

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

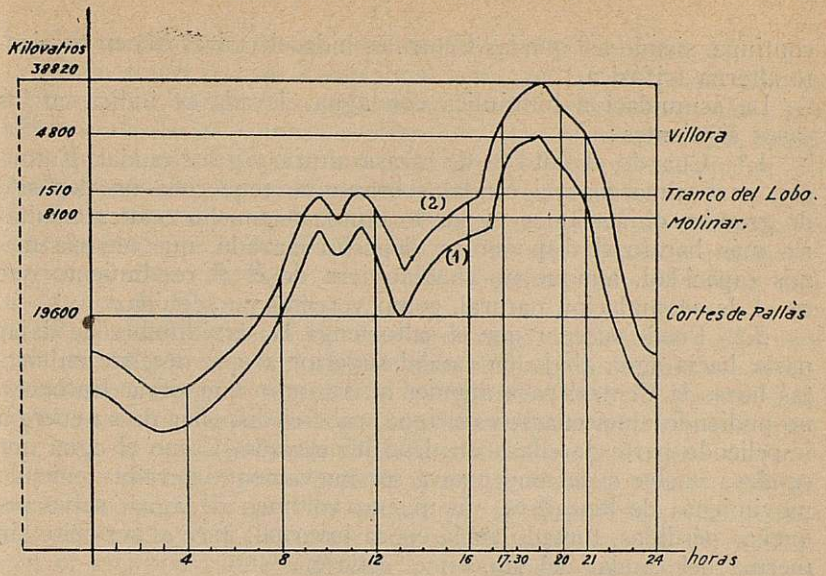


Fig. 540.

cúbicos; pero corrientemente el río no lleva más que 6 metros cúbicos, y se perdía el agua cuando la Central no funcionaba.

Para aumentar la capacidad de suministro de energía, tomando a la Central de Villora como de punta, se ha hecho un embalse en el río de 6 millones de metros cúbicos para utilizar el agua sobrante, pudiendo dar con él energía a la curva de consumo (2), dando una potencia instantánea de 38 800 kw, en vez de 34 000 de la curva (1), y suministrando la energía de 72 000 kw-h, que representa el área comprendida entre las dos curvas, que equivale a una Central de 3 000 kw de funcionamiento continuo.

Para corregir la irregularidad del caudal del río al ser retenido en las horas de almacenamiento, se ha construído agua abajo de la Central un depósito de compensación.

Depósitos de acumulación artificial o sea de agua elevada por medio de bombas.—Cuando no es fácil o resultase muy costoso el disponer de depósitos de acumulación natural, se puede almacenar parte de la energía que represente el agua no gastada en las horas de escaso consumo, dando corriente con la Central a electromotores sincrónicos que mueven bombas que elevan el agua sobrante a depósitos situados en ubicación adecuada por encima del nivel del canal; agua que en las horas de máximo consumo vuelve, por la misma tubería por la que fué elevada, a mover turbinas que accionan el motor que hace las veces de alternador, suministrando energía que se suma a la de la Central.

La solución de acumuladores eléctricos es muy costosa para emplearse en gran escala, y no es posible más que con corriente

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

continua, siendo así que las Centrales hidroeléctricas tienen corriente alterna trifásica.

La acumulación hidráulica con agua elevada se indica en los casos siguientes:

1.º Cuando el salto es de escasa altura y gran caudal. Entonces, para almacenar el caudal sobrante se requeriría un depósito de grandes dimensiones y, por lo tanto, de mucho coste. Resultaría más barato el disponer un depósito elevado, que tendría menos capacidad, aunque no se obtuviera de él el rendimiento que en el de acumulación natural, como veremos en seguida.

2.º Puede suceder que el salto tenga la servidumbre de dejar pasar hacia agua abajo un caudal superior al que necesite en ciertas horas la Central para atender al consumo que sirva. Entonces, no pudiendo almacenarse esta agua, cabe el disponer de su energía impeliendo parte de ella a un depósito elevado. Como el agua que se eleva vuelve a descender para ser nuevamente elevada, teniendo movimiento de lanzadera, un mismo volumen de agua, salvo pequeñas pérdidas, tomado en la época invernal, hace el servicio, sin merma del caudal del río, en el estiaje.

3.º Cuando hay varias Centrales conectadas, siendo alguna de ellas servida con presa de embalse de regulación anual, y otra u otras con sobrante de energía en ciertas épocas del año, esta energía se puede, en parte, almacenar elevando agua a la presa de embalse de algún afluente al río que no ingrese en el pantano. (Casos de la presa de Waggital (Suiza) y Schwarzenbach, en Alemania.)

En los depósitos de acumulación natural, la energía teórica del agua almacenada sólo se disminuye en la pérdida que sufre en el grupo generador hasta llegar a los bornes del generador. Pero en los depósitos de acumulación artificial hay que tener en cuenta, además, la energía perdida en los motores, bombas y tubería en la elevación de agua, y por la tubería, turbina y generador, al descender ésta y convertirse su energía en eléctrica. Supongamos los rendimientos siguientes a plena carga:

Motores	0,94
Bombas	0,75
Tubería (en el ascenso del agua)	0,98
Tubería (en el descenso del agua). Al emplearse el agua almacenada en los picos de la curva de consumos se requerirá más caudal por segundo que el medio de elevación; es decir, se empleará menos tiempo en el descenso del agua que en su elevación; el rendimiento de la tubería en el descenso de aquélla será menor. Supongamos sea	0,93
Túrbina	0,85
Alternador	0,94

El rendimiento en la elevación del agua será $0{,}94 \times 0{,}75 \times \times 0{,}98 = 0{,}69$.

El rendimiento en el descenso y transformación de la energía será: $0{,}93 \times 0{,}85 \times 0{,}94 = 0{,}74$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El rendimiento global será de $0{,}69 \times 0{,}74 = 0{,}51$.

Pero como el caso excepcional será que las máquinas funcionen a plena carga, el rendimiento medio será menor. Así, por ejemplo, el de las bombas a plena admisión puede ser 0,75, mientras que a mitad de ella será sólo de 0,65 aproximadamente. El rendimiento de los alternadores no varía tanto con las cargas. El de la tubería es aproximadamente proporcional al cuadrado de la velocidad y a la longitud de ésta. Por ello conviene que la tubería sea corta. De modo que el rendimiento total se acercará más al 40 que al 50 por 100.

Puede desprenderse de esto que estas instalaciones dan mal rendimiento, y así es si se compara el número de kilovatios empleados en elevar el agua con los suministrados luego por ésta. Pero no se pierda de vista que son kilovatios producidos por energía que, de no haber acumulación artificial, se perdería.

Es importante, para mejorar el rendimiento, la elección del número y potencia de las bombas. Si sólo se dispusiera un grupo capaz de emplear en elevar agua la potencia que pueda conseguirse con el máximo caudal sobrante por segundo, como en la mayor parte del tiempo en que funcione la bomba la energía disponible será menor, ésta dará mal rendimiento funcionando a carga parcial. Desde este punto de vista conviene multiplicar el número de grupos de bomba y motor para que en todo momento uno o

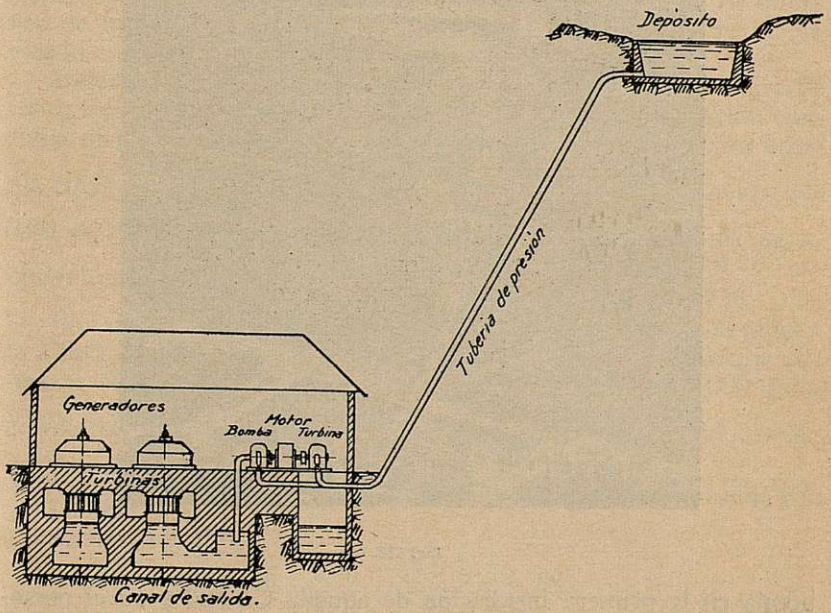


Fig. 541.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

varios de éstos puedan funcionar a plena o cerca de plena carga. Pero esto aumenta el coste de la instalación de la maquinaria y del edificio necesario para ella.

Por otra parte, una instalación de esta índole no debe construirse cuando se construya la Central, sino después de varios años, pues solamente entonces se conocerá la energía sobrante y la magnitud del pico de la curva.

La Central auxiliar puede quedar unida a la Central principal o separada de ella. Lo primero es lo que proporciona mayor eco-

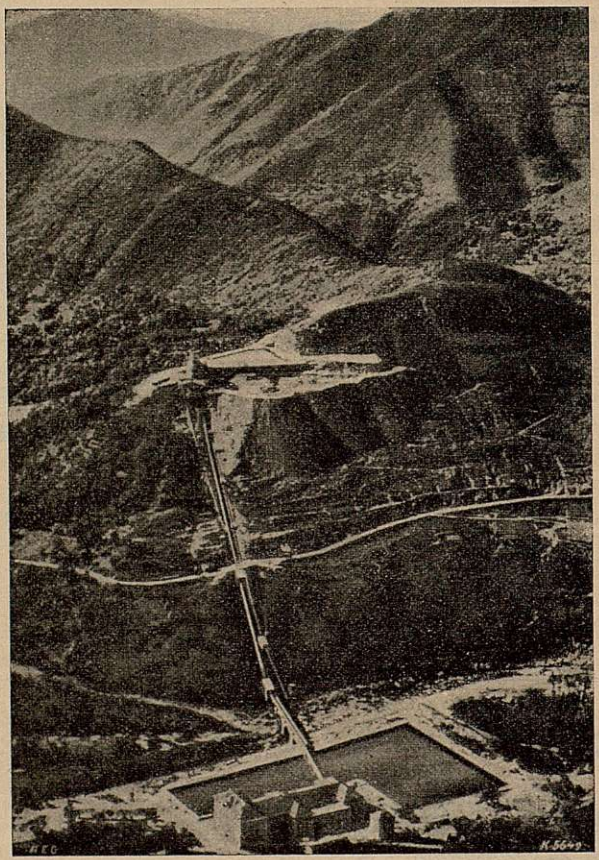


Fig. 542.

nomía en la primera instalación de aquella Central y en el personal de servicio (fig. 541); pero lo segundo permite aprovechar circunstancias favorables para ubicación del depósito elevado con escasa longitud de tubería.

Un ejemplo de la primera disposición lo da la figura 542, que representa una vista de la Central e instalación de acumulación en

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Stura di Viu (Funghera, Italia). Existe un depósito junto a la Central y otro elevado, ambos de 50 000 metros cúbicos, con diferencia entre niveles de agua de 134 a 154 metros. La tubería es de 1,75 m de diámetro, con longitud de 460 metros. El grupo moto-bomba es de 4 000 HP. Además existe otro grupo de turbina alternador de la misma potencia.

Ejemplo de la segunda disposición es la realizada en el lago Viveron (Novara, Italia). Se utiliza como depósito inferior el lago citado, de enorme capacidad, y como depósito superior el lago Bertignano, con una capacidad de 300 000 metros cúbicos, que ha sido elevada a 480 000 con un cierre del emisario. Hay instaladas bombas con potencia de 9 750 CV. La diferencia de nivel entre los dos lagos varía entre 139 y 149 metros.

Al embalse de la presa del Waggital (Suiza), y con energía sobrante de otras Centrales conectadas a las de Siebnen y Rempen (estas dos últimas son las inmediatas agua abajo de la presa citada), se eleva agua que procede de un afluente, el Tribsenbach, con una altura de elevación de 261 metros. Y con esto se almacena agua para la regulación anual y se emplea en altura de saltos de 455 metros, lo que da una solución muy ventajosa. La capacidad del embalse de Waggital es de 128 millones de metros cúbicos. La cuenca afluente da sólo un volumen medio de 90 millones de metros cúbicos. El resto es agua elevada, como se ha indicado.

Determinemos la capacidad del depósito elevado una altura H sobre las bombas, para que el trabajo necesario a la elevación consuma una cierta energía E en kilovatios-hora sobrante. Esta energía equivale a $\frac{E}{0{,}736}$ caballos-vapor hora. Y si suponemos que 0,70 es el rendimiento de la instalación en el ascenso del agua, obtendremos en el depósito una energía potencial de $\frac{E \times 0{,}70}{0{,}736}$.

Por otra parte, si llamamos Q al volumen de agua elevado a la altura H con la energía E, este volumen tendrá una energía potencial sobre el nivel de las máquinas de $Q \times H \times 1\,000$ kilográmetros, o sea $\frac{Q \times H \times 1\,000}{75}$ caballos-vapor por segundo, o sea $\frac{Q \times H \times 1\,000}{75 \times 3\,600}$ caballos-vapor hora. Igualando esta expresión con la anterior, tenemos:

$$\frac{E \times 0{,}70}{0{,}736} = \frac{Q \times H \times 1\,000}{75 \times 3\,600}$$

de donde

$$Q = \frac{E \times 0{,}70 \times 75 \times 3\,600}{0{,}736 \times 1\,000 \times H} = \frac{E \cdot 189}{0{,}736 \cdot H} = \frac{E \cdot 256}{H}$$

El volumen Q, que cabe elevar con la energía sobrante E kilo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

vatios-hora, será la capacidad mínima del depósito, y, como se ve, es inversamente proporcional a H. Por ello conviene que esta altura sea la mayor posible, siempre que se encuentre ubicación para el depósito que no exija gran costo de construcción, y que la tubería necesaria sea relativamente corta.

En el depósito de acumulación construído para regulación semanal, siendo la curva de consumo en este período, por ejemplo, la que representa la figura 533, la energía E que habría de tenerse en cuenta para el cálculo de la capacidad de aquél será la que representa la S_3, es decir, la de la máxima área que quede por debajo de la horizontal ab (horizontal cuya ordenada representa la potencia que se puede obtener con el caudal por segundo de la corriente, supuesto constante durante la semana). La curva de consumo de la figura 533 es del tipo de empleo de energía en luz y fuerza; pero si la Central diese energía preferentemente a vehículos de tracción eléctrica, entonces la curva estaría caracterizada por múltiples máximos seguidos de mínimos. En este caso la capacidad del depósito se determinará análogamente, partiendo de la energía representada por la máxima área comprendida entre un mínimo y la horizontal de caudal corriente. Así, pues, suponien-

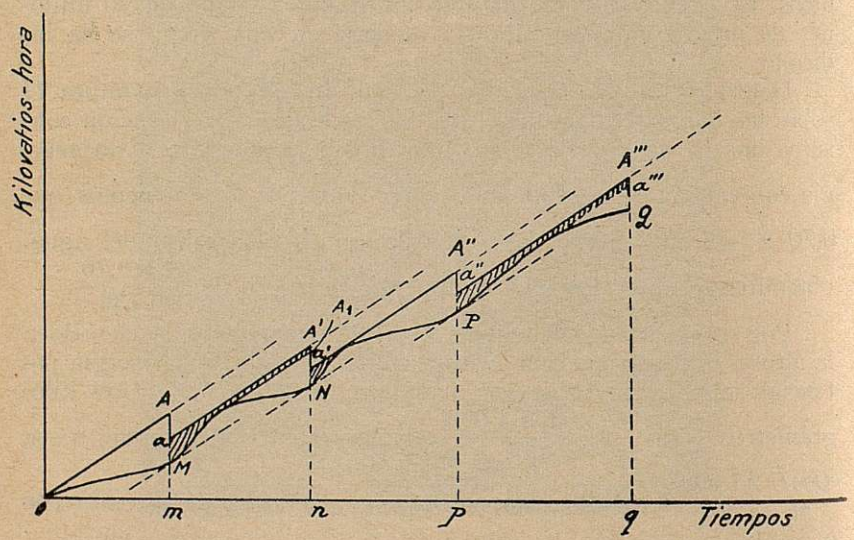


Fig. 543.

do que en los dos casos la suma de la energía sobrante semanalmente sea la misma, se requerirá en el segundo un depósito elevado mucho menor que en el primero, pues en éste se llena y vacía sólo una vez por semana, y en aquél se llena y vacía varias veces.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En la figura 533 la potencia mínima de las bombas será la que indica la magnitud P.

En una Central con depósito de acumulación artificial se puede seguir la marcha de consumos de ella y de suministro de energía por el agua elevada, empleando la curva de energía acumulada, como indica la figura 543. La $OMNPQ$ representa la energía de consumo acumulada. En la semana o en el día se puede suponer el caudal afluente constante, y así se obtiene la recta OA de energía acumulada, de que es capaz dicho caudal sin elevación. Al final del tiempo om (M es un punto en que la tangente es paralela a la recta OA, y, por lo tanto, AM es un máximo) se ha ahorrado la energía AM; pero como ésta se emplea en elevar agua y el rendimiento lo suponemos sólo del 50 por 100, sólo se puede disponer de la mitad aM de dicha energía para el consumo. A partir del punto a trazamos la recta aA' paralela a la OA, que nos da por sus ordenadas la energía acumulada, suma de la obtenida con el agua corriente empleada directamente para el consumo y la que procede del agua elevada. La parte rayada es esta última. Se llega a otro máximo $A'N$, y de esta energía, $A'A_1$ es de agua elevada; A_1N, de agua sin elevación. Se toma una distancia $a'N = A'A_1 + \frac{A_1N}{2}$, y se traza desde a' la paralela $a'A''$ a OA. Y así se sigue.

En la figura, al final del tiempo op, sobra la energía útil $A'''Q$. Si el punto Q quedase por encima de la curva, la distancia $A'''Q$ representaría la energía que en el tiempo op había sido necesario aportar con otro manantial de ella.

El estado que sigue da una relación de algunas instalaciones de acumulación por bombas, entre las que se cita al final la realizada en el salto del Urdiceto de la Hidroeléctrica Ibérica, que se inauguró en 1930.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Datos de instalaciones de acumulación de aguas con bombas

Instalación	Año	Potencia de las bombas CV	Caudal elevado m^3/s	Altura de elevación m	Diámetro de la tubería m	Longitud de la tubería m	Capacidad del depósito elevado m^3
Zurich	1882/95	600		160	2×0,450	1 800	18 000
Creva	1894	100		34—64			
Gerlafingen	1897	65	0,050	130	0,180		4 000
Choindez	1899			600	0,180	2 284	
Ruppoldingen	1904	800	0,138	320	0,450	1 050	12 000
Brunnenmühle (Heindeinheim)	1908	240	0,132	102	0,400	326	7 000
Schaff-hausen	1909	1 000	0,350	157	0,800 1,000	2 165	75 000
Clenezzo	1909	2×785		450			
Chevenoz	1910	800		400	0,400	1 300	10 000
Lago di Monuto	1910	5 780		25		1 000	50 000
Stura di Viu	1910	4 000		134—154	1,750	460	50 000
Lago Viverone	1913	4 500+1 250+ +2×2 000		139—149	1,750 2,100	1 200 1 700	160 000
Neckartenzlingen	1914	320+200	0,230	122—128	0,960 0,550 0,500	906	17 450
Fully	1920	600	0,420	150	0,600	4 625	18 000
Münster	1922	2 100+5 600+ +370	0,250	400	0,450	1 517	18 000
Fridigen	1923	3×620	0,600	176	0,650 0,600 0,550	530	32 000
Belleville	—	2×5 000	0,440	515		—	—
Mühlhausen	1914	24 500	—	100		800	950 000
Murgwerck	1925	9 900	2×1,100	183—252			
Wäggittalwerck	1925/26	4×5 100	4×1,25	203—260			33 000 000
Vöhrenbachwerck			0,300	80			
Forstseewerck	1925			15		223	
Muzzanosee		600		215	0,450		3 000
Kupferhammer		614		64		800	
Teinach		600		215	0,450		3 000
Clus bei Oensingen	1899			314	0,300	815	
Ueberlingen		580	0,300	110		2 350	1 500 000
Tubingen	—	190	0,085 0,025	122	0,400	620	6 600
Olten Aarburg	1906			315			12 000
Schaffhause	1907	900		161	2×0,800		74 000
Hartmann-Munster	1922	3 000		393			18 000
Forges Paul Good		4 000		515			
Urdiceto (H.ª Iberica)	1930	2×3 750	2×0,500	427	0,80	1 300	5 700 000

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XXX

MODELOS REDUCIDOS

Modelos reducidos.—Consideraciones generales.—El coste y la naturaleza de las obras hidráulicas ha hecho pensar en la posibilidad del estudio de las mismas en modelos de reducidas dimensiones y deducir, de las observaciones en ellos hechas, lo que ocurrirá en la realidad.

A simple vista se observa que, al abarcar los problemas hidráulicos dimensiones tan dispares como longitudes, masas o fuerzas y tiempos, la semejanza se sale ya del grado de simplicidad que encierra el estudio de las construcciones estáticas.

Si todas las fuerzas que actúan sobre el modelo pudiesen ser las del original reducidas a una cierta escala, entonces la fijación de la escala de longitudes, fuerzas y tiempo nos resolvería el problema. Mas, tanto en el modelo como en la realidad, hay fuerzas, como la gravedad y la presión atmosférica, que actúan de igual modo sobre los dos, y este hecho limita ya el campo de la semejanza hidráulica, o la condiciona al cumplimiento de ciertas relaciones entre las variables independientes. Las fuerzas resistentes, como los rozamientos, ejercen igual influencia y van encerrando en horizontes más estrechos el amplio campo de los modelos reducidos.

Vamos a indicar las relaciones que ligan a las magnitudes homólogas, y que permiten el paso de uno a otro sistema, y después señalaremos las limitaciones que a éstas imponen la gravedad, presión atmosférica y rozamientos.

Semejanza geométrica.—*Longitud.*—Para que exista la semejanza deberán estar en una cierta relación

$$\frac{L}{L_m} = \lambda \quad .$$

Superficie.—Como el área es el producto de dos dimensiones lineales, su relación será

$$\frac{A}{A_m} = \lambda^2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Volumen.—Es el producto de tres dimensiones lineales; su ecuación de dimensión es L^3; su relación será

$$\frac{V}{V_m} = \lambda^3$$

Semejanza mecánica.—*Peso.*—Podemos suponerlo producto del volumen por el peso específico o peso de la unidad del volumen.

En el natural y el modelo reducido tendremos

$$w = V \cdot \gamma \qquad w_m = V_m \gamma_m$$

luego

$$\frac{w}{w_m} = \frac{V}{V_m} \frac{\gamma}{\gamma_m} = \lambda^3 \frac{\gamma}{\gamma_m}$$

Si suponemos que $\gamma = \gamma_m$, lo que equivale a decir que es igual en los dos sistemas la aceleración de la gravedad g, y que experimentamos con el mismo elemento, para que las densidades sean iguales, tendremos

$$\frac{w}{w_m} = \lambda^3$$

Semejanza cinemática.—*Tiempo.*—Si la consideramos como variable independiente,

$$\frac{t}{t_m} = \tau$$

Si en cambio consideramos $g = g_m$, lo que supone que experimentamos en el sitio de emplazamiento del natural o a la misma latitud y altitud

$$t = \sqrt{\frac{2h}{g}} \qquad t_m = \sqrt{\frac{2h_m}{g_m}}$$

de donde

$$\frac{t}{t_m} = \sqrt{\frac{h}{h_m}} = \sqrt{\lambda}$$

siendo ésta la ley Froude, que define la escala de tiempos.

Velocidad.—Su ecuación de dimensión es LT^{-1}, y la relación entre las dos será

$$\frac{v}{v_m} = \frac{LT^{-1}}{L_m T_m^{-1}} = \frac{\lambda}{\tau}$$

Si $g = g_m$, como entonces

$$\frac{t}{t_m} = \sqrt{\lambda} \qquad \frac{v}{v_m} = \sqrt{\lambda}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

pudiendo llegar a este mismo resultado sabiendo que

$$v = \sqrt{2gh} \qquad v_m = \sqrt{2g_m h_m} \qquad \frac{v}{v_m} = \sqrt{\frac{h}{h_m}} = \sqrt{\lambda}$$

Aceleración.—Es la derivada de la velocidad con respecto al tiempo. Su ecuación de dimensión es LT^{-2}; luego

$$\frac{a}{a_m} = \frac{LT^{-2}}{L_m T_m^{-2}} = \lambda\tau^{-2}$$

si

$$g = g_m \qquad \tau = \sqrt{\lambda}$$

y entonces

$$\frac{a}{a_m} = 1 \qquad a = a_m$$

Semejanza dinámica.—*Fuerza.*—Es el producto de una masa por una aceleración. Si la relación de masas la llamamos $\frac{m}{m_m} = \eta$

$$F = m \cdot a \qquad F_m = m_m a_m$$

luego

$$\frac{F}{F_m} = \frac{m}{m_m}\frac{a}{a_m} = \eta\frac{\lambda}{\tau^2}$$

Si

$$g = g_m \qquad \frac{\lambda}{\tau^2} = 1$$

y entonces

$$\frac{F}{F_m} = \eta$$

Si los movimientos en los dos sistemas son resultantes de la influencia de la gravedad, pudiendo despreciarse otras influencias, podremos descomponer el valor de η. La masa es volumen por densidad

$$m = \rho V \qquad m_m = \rho_m V_m$$

$$\frac{m}{m_m} = \frac{\rho}{\rho_m}\frac{V}{V_m} = \frac{\rho}{\rho_m}\lambda^3 = \eta$$

Luego la relación de fuerzas será

$$\frac{F}{F_m} = \eta\frac{\lambda}{\tau^2} = \frac{\rho}{\rho_m}\frac{\lambda^4}{\tau^2}$$

Si empleamos el mismo líquido,

$$\rho = \rho_m \qquad \text{y si} \qquad g = g_m \qquad \tau = \sqrt{\lambda}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

luego

$$\frac{F}{F_m} = \lambda^3$$

Masa.—La masa es el peso dividido por la aceleración de la gravedad; luego

$$m = \frac{w}{g} \qquad m_m = \frac{w_m}{g_m}$$

$$\frac{m}{m_m} = \frac{w}{w_m}\,\frac{g_m}{g}$$

si $g = g_m$, tendremos:

$$\frac{m}{m_m} = \frac{w}{w_m} = \lambda^3$$

Caudal.—Es el producto de la velocidad por la sección; luego

$$Q = Av \qquad Q_m = A_m v_m \qquad \frac{Q}{Q_m} = \frac{A}{A_m}\,\frac{v}{v_m} = \lambda^2 \cdot \lambda^{\frac{1}{2}} = \lambda^{\frac{5}{2}}$$

Trabajo.—Es el producto de una fuerza por el camino recorrido.

$$W = F \cdot l \qquad W_m = F_m l_m \qquad \frac{W}{W_m} = \frac{F}{F_m}\,\frac{l}{l_m} = \lambda^3 \cdot \lambda = \lambda^4$$

Energía.—Tiene por valor $\frac{1}{2} mv^2$; luego

$$E = \frac{1}{2} mv^2 \qquad E_m = \frac{1}{2} m_m v^2{}_m \qquad \frac{E}{E_m} = \frac{m}{m_m}\left(\frac{v}{v_m}\right)^2 = \lambda^3 \left(\sqrt{\lambda}\right)^2 = \lambda^4$$

Potencia.—Es el trabajo en la unidad de tiempo:

$$P = \frac{W}{t} \qquad P_m = \frac{W_m}{t_m} \qquad \frac{P}{P_m} = \frac{W}{W_m}\,\frac{t_m}{t} = \lambda^4\,\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \lambda^{3,5}$$

Limitaciones de la teoría.—Hemos indicado las relaciones fundamentales entre las magnitudes homólogas; vamos ahora a enunciar las posibilidades y limitaciones de esta teoría.

Winkel indica que una reproducción exacta (incluídas las presiones atmosféricas, verdadera semejanza geométrica en las corrientes de agua, en las presiones y fuerzas con ellas unidas) sólo es posible cuando predomina, con exclusión de las demás, una sola forma de fuerza (gravedad, viscosidad, etc.) en la naturaleza y modelo.

Se comprende la indicación de Winkel al comprobar que la relación entre las fuerzas resistentes, que son los rozamientos, es distinta en el régimen viscoso o laminar que en el turbulento.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En el régimen tranquilo el rozamiento es proporcional a la superficie y a la velocidad

$$\frac{F}{F_m} = \frac{L^2 v}{L^2{}_m v_m} = \lambda^2 \lambda^{\frac{1}{2}} = \lambda^{\frac{5}{2}}$$

En el turbulento es proporcional a la superficie y al cuadrado de la velocidad

$$\frac{F}{F_m} = \frac{L^2 v^2}{L^2{}_m v_m} = \lambda^2 \lambda = \lambda^3$$

Vemos que en este último caso se cumple que la relación entre fuerzas sea λ^3, como dedujimos antes, cuando $g = g_m$ y, en cambio, deja de cumplirse en el primero, en el que habrá dos relaciones distintas entre fuerzas, y no será posible la semejanza, a menos que las hagamos compatibles.

Sistemas en que domine la gravedad.—Ya hemos encontrado que en ellos la relación

$$\frac{v}{v_m} = \sqrt{\lambda} \qquad \text{o la} \qquad \frac{t}{t_m} = \sqrt{\lambda}$$

encontrando la escala de tiempos y definiendo la llamada *ley de Froude.*

Newton la enunció con mucha más generalidad hace 244 años, indicando que para que existiera la semejanza hidrodinámica entre el modelo y el natural, había de ocurrir que en los dos fuera constante el factor $\frac{v^2}{gl}$

$$\frac{v^2}{gl} = \frac{v^2{}_m}{g_m l_m}$$

y si $g = g_m$, tendremos

$$\left(\frac{v}{v_m}\right)^2 = \frac{l}{l_m} = \lambda$$

de donde

$$\frac{v}{v_m} = \sqrt{\lambda}$$

Sistemas en que domine la viscosidad.—Si domina la viscosidad y el efecto de la gravedad es poco apreciable, estaremos en presencia de movimientos en líquidos viscosos, y ha demostrado Reynolds que la resistencia al movimiento puede expresarse por la fórmula

$$F = \mu A \frac{dv}{dx}$$

Siendo A la superficie en contacto, v la velocidad, x una lon-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gitud en sentido normal al movimiento, situada en la sección transversal, μ el coeficiente de viscosidad de dimensiones $L^{-1}T^{-1}M$, variable sólo con la temperatura, y cuyo valor, según los experimentos de Poiseuille, es para el agua

$$\mu = \frac{1}{1 + 0{,}03368t + 0{,}000221t^2} \quad \text{para} \quad \theta \leqq t \leqq 100°$$

En los dos sistemas semejantes tendremos

$$F = \mu \frac{dv}{dx} A \qquad F_m = \mu_m \frac{dv_m}{dx_m} A$$

de donde

$$\frac{F}{F_m} = \frac{\mu}{\mu_m} \frac{dv}{dv_m} \frac{dx_m}{dx} \frac{A}{A_m} = \frac{\mu}{\mu_m} \frac{\lambda}{\tau} \frac{1}{\lambda} \lambda^2 = \frac{\lambda^2}{\tau} \frac{\mu}{\mu_m}$$

Hemos encontrado antes que

$$\frac{F}{F_m} = \frac{\rho}{\rho_m} \frac{\lambda^4}{\tau^2}$$

para que exista semejanza dinámica, la relación entre todas las fuerzas que actúen ha de ser la misma; luego

$$\frac{\rho}{\rho_m} \frac{\lambda^4}{\tau^2} = \frac{\lambda^2}{\tau} \frac{\mu}{\mu_m}$$

de donde

$$\tau = \lambda^2 \frac{\frac{\mu_m}{\rho_m}}{\frac{\mu}{\rho}}$$

la relación $\frac{\mu}{\rho}$ se la llama viscosidad cinemática; su dimensión es

$$\frac{L^{-1}T^{-1}M}{ML^{-3}} = L^2T^{-1}$$

la representaremos por ν, y su valor, según Poiseuille, para el agua es

$$\nu = \frac{1{,}7756}{1 + 0{,}03368t + 0{,}000221t^2} 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

luego

$$\nu = \frac{\lambda^2}{\tau} \nu_m$$

lo cual da una relación entre λ y τ, cuando intervienen las fuerzas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

debidas a la viscosidad, equivalente a la ley de Froude, antes hallada.

Pero esta expresión puede ponerse de la forma siguiente:

$$\nu = \frac{\lambda}{\tau}\lambda\nu_m$$

y como

$$\frac{v}{v_m} = \frac{\lambda}{\tau} \qquad \text{y} \qquad \frac{l}{l_m} = \lambda$$

tendremos

$$\frac{\nu}{\nu} = \frac{v}{v_m}\frac{l}{l_m}$$

o, de otra forma,

$$\frac{vl}{\nu} = \frac{v_m l_m}{\nu_m} = R_e$$

Lo que indica que para que la semejanza exista en dos sistemas en donde domina la viscosidad y es despreciable la influencia de la gravedad, ha de verificarse que la expresión $\frac{vl}{\nu}$ sea constante. Esta expresión no tiene dimensión, como puede verse fácilmente; es un número, y se le llama *número de Reynolds*, de quien es la ley antes enunciada.

Sistemas en que dominen la gravedad y viscosidad.—Supongamos ahora que en el movimiento del líquido coexisten y ejercen influencia la gravedad y la viscosidad; entonces habrán de ser compatibles las ecuaciones que nos ligan λ y τ en los dos casos

$$\tau = \sqrt{\lambda} \qquad \frac{\nu}{\nu_m} = \frac{\lambda^2}{\tau}$$

lo que sólo es posible si

$$\lambda = \left(\frac{\nu}{\nu_m}\right)^{\frac{2}{3}}$$

condición necesaria para que exista en este caso semejanza.

Regímenes de corriente.—Para que la semejanza sea completa habrá de verificarse en la naturaleza y en el modelo el mismo régimen de corriente. Reynolds señala en el movimiento de un líquido dos regímenes: el tranquilo o laminar, en el cual los filetes líquidos son paralelos, y el turbulento, en el cual se anula esta regularidad. Para el agua hay un régimen tranquilo si $vR < 0{,}002$, y régimen turbulento si $vR \geqslant 0{,}007$, siendo R el radio hidráulico en metros y v la velocidad en m/seg. Entre los dos valores puede existir uno u otro régimen.

Lindquist y Winkel señalan dos regímenes turbulentos: el indicado por Reynolds y otro que se verifica cuando el valor de la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

velocidad media es igual a la velocidad de propagación de la ola de transmisión

$$v_w = \sqrt{gD}$$

siendo v_m la velocidad media y D la profundidad del agua.

Modelos con dos escalas de longitudes.—Muchas veces, con objeto de hacer que en el modelo se realice el mismo régimen que en la naturaleza, se necesita aumentar la escala vertical o de alturas, y se toma para éstas una escala distinta de la horizontal. Entonces aparecen alteradas las relaciones entre caudales, pendientes, etc., pero son fáciles de hallar las verdaderas.

Presión atmosférica.—Cavitación.—Experimentamos generalmente en el modelo con la misma presión atmosférica que en la obra; podemos hacerlo así, mas esto nos da un cierto valor límite a las depresiones ocurridas en el modelo, con objeto de poder generalizar y llevar a la realidad lo en él observado.

Supongamos que en la naturaleza tenemos la presión $A \pm z$, en el modelo $A \pm \frac{z}{\lambda}$, siendo A la altura de agua debida a la presión atmosférica, igual a 10,3 m. Si la depresión en el modelo fuera superior a $\frac{A}{\lambda}$, en el natural aparecería una presión negativa que haría imposible la existencia del estado líquido, apareciendo el fenómeno de la cavitación. El límite de la depresión será, pues, $\frac{A}{\lambda}$ o inferior por el aire que lleva disuelto el agua, y muchas veces este límite fijará la escala de longitudes. Estudiado este fenómeno por Leroux (Émile Leroux, *Cours d'Aéronautique*, 1927), llega a la conclusión de que la semejanza existe siempre que se verifique que

$$\rho \frac{v^2}{p} = \text{constante}$$

siendo $p =$ la presión a una distancia suficiente del cuerpo en movimiento para que no esté alterado el líquido; $v =$ la velocidad del cuerpo relativamente al líquido no alterado, y ρ la densidad del líquido.

Sifones.—Sabemos que la velocidad en el sifón es

$$v = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \Sigma\xi}}$$

en donde $\Sigma\xi$ indica las pérdidas por rozamientos, codos y embocadura.

Sea la figura 544 *a*, y establezcamos el teorema de Bernouilli con respecto al plano de agua arriba; tendremos:

$$h_o = \frac{p_a}{\gamma} = \frac{p_s}{\gamma} + H_1 + \frac{v^2}{2g} + \Sigma\xi$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de donde

$$p_s = \gamma \left(h_o - H_1 - \frac{v^2}{2g} - \Sigma\xi \right)$$

en la que ps es la presión en el vértice; v, la velocidad, también en el mismo punto; $\Sigma\xi$, la suma de pérdidas hasta el vértice; H_1, la diferencia de cota entre el nivel de agua arriba y el vértice o punto más alto del eje del sifón; $h_0 = 10{,}3$ m, altura de agua equiva-

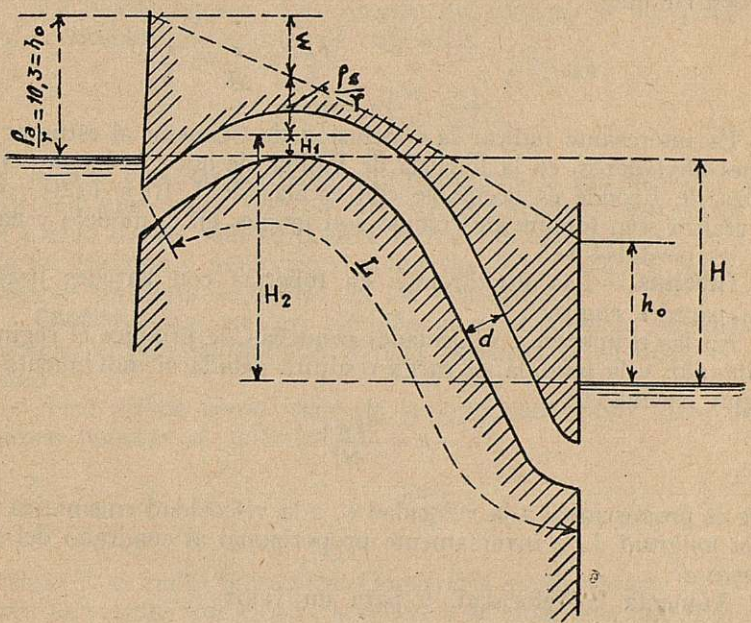


Fig. 544.

lente a la presión atmosférica; γ, el peso específico del agua. Para que el sifón actúe es necesario que $p_s \geqq \varepsilon$, siendo ε la presión del vapor de agua, variable con la temperatura, o

$$\frac{p_s}{\gamma} \geqq \frac{\varepsilon}{\gamma} \geqq z$$

En el modelo reducido, actuando a la misma presión atmosférica,

$$(p_s)_m = \gamma \left(h_o - H_{1m} - \frac{V^2 m}{2g} - \Sigma\xi_m \right)$$

y habrá de ocurrir que

$$p_{sm} \geqq \varepsilon \qquad \text{o} \qquad \frac{p_{sm}}{\gamma} \geqq \frac{\varepsilon}{\gamma} \geqq z_e$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

los valores de ε y z, para el agua a distintas temperaturas, son:

Temperatura en grados centígrados.	0°	20°	40°	60°	80°	100°
ε en atmósferas.....	0,006	0,023	0,072	0,196	0,462	1,00
z en m.....	0,06	0,04	0,74	2,02	4,81	10,3

Si $h_{om} = \frac{h_o}{\lambda}$ siendo λ la escala de longitudes, entonces había de ocurrir que

$$p_{sm} \gtrless \frac{\varepsilon}{\lambda} \qquad \text{o} \qquad \frac{p_{sm}}{\gamma} \gtrless \frac{\varepsilon}{\gamma\lambda} \gtrless \frac{z}{\lambda}$$

Es interesante indicar la conclusión de Scimemi al estudiar sifones aliviaderos, en la Escuela de Padua, de que "la ley de semejanza de Froude es aceptable con escalas de 1/10 a 1/20", que se realiza sólo totalmente cuando son iguales en el modelo y natural las pérdidas $\Sigma\xi$.

Tuberías. —Las dividiremos en tuberías con paredes lisas y con paredes rugosas.

En las primeras, a velocidades pequeñas, se produce el régimen tranquilo, y la pérdida de carga o altura debida al movimiento es, según Reynolds,

$$h = \frac{32\nu v L}{g d^2}$$

que es proporcional a la velocidad v, a la viscosidad cinemática ν y a la longitud L, e inversamente proporcional al cuadrado del diámetro d^2.

Aumenta la velocidad, y para un valor

$$v = \frac{R_e \nu}{d}$$

cambia el régimen de tranquilo a turbulento. El valor de R_e es, según Reynolds, 2 000, y según Lindquist, 2 320.

En el régimen turbulento la resistencia es función de v^n variando n de 1,75 a 2, tomando este último valor cuando la turbulencia es completa.

El valor de la pérdida de carga en este régimen es

$$h = f \frac{v^2 L}{2gd}$$

siendo

$$f = \varphi\left(\frac{vd}{\nu}\right)$$

función del número de Reynolds, distinta, según los experimentadores.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La relación de las pérdidas de carga $\frac{h}{h_m}$ es igual a λ (escala de longitudes), si f es constante en los dos sistemas, y esto sólo ocurre si lo es el número de Reynolds.

Se ve, pues, que para experimentar en modelos con tubos lisos no basta, aun en régimen turbulento, la semejanza geométrica, sino que es necesaria la constancia del número de Reynolds, como en el caso del régimen tranquilo.

En tubos rugosos, f es función del número de Reynolds y de un coeficiente que expresa la rugosidad

$$f = \varphi\left(\frac{vd}{\nu}, \frac{\varepsilon}{d}\right)$$

en la cual ε es una longitud que representa la magnitud de la rugosidad superficial. Poco se ha experimentado en este caso, y en el estado actual sólo es posible introducir la rugosidad en forma de un coeficiente numérico y aplicar lo dicho para los tubos lisos, aunque sin tanta seguridad en los resultados.

Canales.—En canales, también para velocidades pequeñas, se produce el régimen laminar, y para velocidades mayores, el turbulento.

Hopf señala como valor de la velocidad crítica, paso del régimen laminar al turbulento,

$$v_c = \frac{360\nu}{R}$$

siendo R el radio hidráulico. Convendrá estar siempre en el régimen turbulento y se elegirá la escala λ de modo que esto ocurra.

Según Winkel y Lindquist, otra velocidad crítica es $v_w = \sqrt{gD}$, siendo D la profundidad o calado del agua, que señalará el paso a otro régimen turbulento.

Sea el que sea, deberá en el modelo y natural verificarse el mismo.

Se computa la velocidad en el estudio de los canales por la fórmula de Chezy

$$v = K\sqrt{R_i}$$

pero K, según el análisis dimensional, es función de

$$K = \psi\left(\frac{P}{R}, \frac{\nu}{Rv}, \frac{Rg}{v^2}\right)$$

siendo P el perímetro mojado, R el radio hidráulico, v la velocidad y ν el coeficiente cinemático de viscosidad. Entran, pues, variables que representan la semejanza geométrica y las leyes de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Froude y Reynolds. Winkel da al valor de K la forma

$$K = A\left(\frac{vR}{\nu}\right)^{\beta}$$

o sea lo supone sólo función del número de Reynolds. Siendo esto así se necesitará la constancia de este número para que sea posible la semejanza.

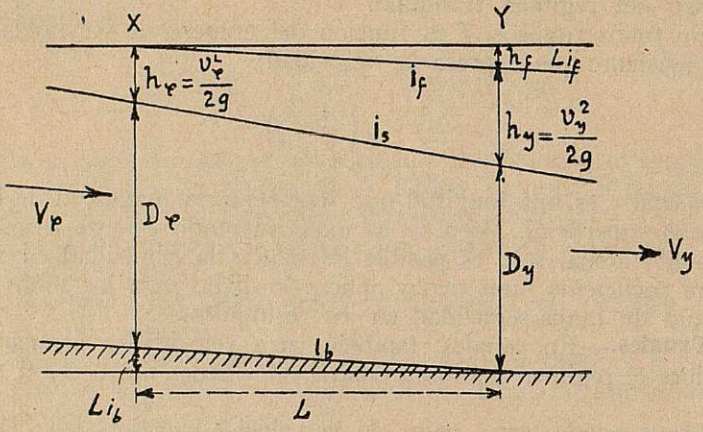


Fig. 545.

Si tenemos un canal (fig. 545) y en él dos secciones X e Y, aplicamos el teorema de Bernouilli

$$D_x + \frac{v^2_x}{2g} + Li_b = h_f + D_y + \frac{v^2_y}{2g}$$

en el natural. En el modelo

$$D_{xm} + \frac{v^2_{xm}}{2g} + L_m i_{bm} = h_{fm} + D_{ym} + \frac{v^2_{ym}}{2g}$$

de donde si la escala de longitudes es λ, como según la ley de Froude

$$\frac{v}{v_m} = \sqrt{\lambda}$$

tendremos que

$$\frac{h_f}{h_{fm}} = \lambda$$

es decir, que las pérdidas de altura debidas al rozamiento deben estar en relación λ de las dimensiones lineales.

Como

$$i_f = \frac{h_f}{L} \qquad i_{fm} = \frac{h_{fm}}{L_m}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tendremos que $i_f = i_{fm}$, o sea que el gradiente hidráulico o pendiente de rozamiento debe ser igual en el natural y el modelo reducido.

La fórmula de Manning es

$$v = \frac{1}{n'} R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$$

de donde

$$i = \frac{v^2 n'^2}{R^{\frac{4}{3}}}$$

en el modelo

$$i_m = \frac{v^2{}_m n'^2{}_m}{R_m^{\frac{4}{3}}}$$

como han de ser iguales

$$\frac{v^2 n'^2}{R^{\frac{4}{3}}} = \frac{v_m n'^2{}_m}{R_m^{\frac{4}{3}}} \qquad \left(\frac{n'}{n'_m}\right)^2 = \left(\frac{R}{R_m}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{1}{\left(\frac{v}{v_m}\right)^2} = \lambda^{\frac{4}{3}} \frac{i}{\lambda} = \lambda^{\frac{1}{3}}$$

de donde

$$\frac{n'}{n'_m} = \lambda^{\frac{1}{6}}$$

la superficie mojada en el modelo debe ser más lisa que en el natural.

Si hubiéramos partido de otra fórmula, hubiéramos encontrado otra relación; pero, en esencia, el mismo resultado.

Arrastre de materiales.—Seguimos a Winkel en la exposición de este estudio.

Supongamos que empleamos dos escalas de longitudes y sea m la relación entre magnitudes horizontales y n entre verticales siendo $n < m$.

La relación entre los caudales será

$$\frac{Q}{Q_m} = \frac{vA}{v_m A_m} = \sqrt{n} \cdot n \cdot m = m n^{\frac{3}{2}}$$

la relación entre las pendientes será

$$\frac{I}{I_m} = \frac{\frac{H}{L}}{\frac{H_m}{L_m}} = \frac{n}{m}$$

Como no es posible reducir el material de arrastre en las relaciones m y n, no nos será posible aplicar esta relación de caudales. Vamos a encontrarla de otra forma:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La fuerza de arrastre de una partícula de diámetro D es igual a la componente, según la dirección del lecho del río, de una fuerza representada por la cota de agua T sobre dicha partícula

$$S = \gamma_w T I \frac{\pi D^2}{4}$$

siendo γ_w el peso específico del agua. Esta fuerza irregular y variable con la cota de agua tendrá un máximo que podemos llamar ζS.

La fuerza resistente será n', el peso específico de la partícula es γ y el coeficiente de rozamiento es ψ.

$$W = \psi(\gamma - \gamma_w) \frac{\pi D^3}{6}$$

habrá movimiento cuando sean iguales

$$\zeta \gamma_w T I \frac{\pi D^2}{4} = \psi(\gamma - \gamma_w) \frac{\pi D^3}{6}$$

de donde

$$D = \frac{3}{2} \frac{\zeta \gamma_w}{\psi(\gamma - \gamma_w)} TI = \alpha TI$$

si suponemos en el modelo los mismos valores ζ, ψ, γ, γ_w que en el natural, resultará $D_m = \alpha T_m I_m$, y tendremos

$$\frac{D}{D_m} = \frac{TI}{T_m I_m} \qquad I_m = \frac{T}{T_m} \frac{D_m}{D} I$$

si la relación de tamaños es $\frac{D}{D_m} = e$ tendremos

$$e = \frac{T}{T_m} \frac{I}{I_m} I$$

Como por la fórmula de Chezy,

$$v = K\sqrt{RI} = K\sqrt{TI}$$

tendremos

$$\frac{Q}{Q_m} = \frac{vS}{v_m S_m} = \frac{K}{K_m} \sqrt{\frac{TI}{T_m I_m}} \frac{S}{S_m} = \frac{K}{K_m} \frac{S}{S_m} \sqrt{e}$$

de donde

$$\frac{1}{e} = \frac{Q^2{}_m S^2 K^2}{Q^2 S^2{}_m K^2{}_m}$$

es enteramente erróneo suponer $K = K_m$. K varía con el número de Reynolds y puede escribirse

$$K = A \left(\frac{vR}{\nu}\right)^{\beta}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

siendo $A = 42$ y $\beta = \frac{1}{8}$ aproximadamente en cursos naturales; luego

$$K = A\left(\frac{vR}{\nu}\right)^{\beta} = A\left(\frac{Q}{S}\frac{\frac{S}{P}}{\nu}\right)^{\beta} = A\left(\frac{Q}{P}\frac{1}{\nu}\right)^{\beta}$$

siendo P el perímetro mojado; de donde

$$\frac{K^2}{K^2_m} = \left(\frac{Q}{Q_m}\right)^{2\beta}\left(\frac{P_m}{P}\right)^{2\beta}$$

y tendremos

$$\frac{1}{e} = \frac{Q^2_m S^2}{Q^2 S^2_m}\left(\frac{Q}{Q_m}\right)^{2\beta}\left(\frac{P_m}{P}\right)^{2\beta} = \left(\frac{Q_m}{Q}\right)^{2-2\beta} m^{2-2\beta} n^2$$

y según esto, la relación de volúmenes será

$$\frac{Q}{Q_m} = mn^{\frac{2}{2-2\beta}} e^{\frac{1}{2-2\beta}}$$

y si $\beta = \frac{1}{8}$

tendremos

$$\frac{Q}{Q_m} = mn^{\frac{8}{7}} e^{\frac{4}{7}}$$

La experiencia enseña que rara vez podemos usar en el modelo la pendiente que nos resulte si queremos conservar la semejanza de fenómenos y, por lo tanto, aplicar al natural los resultados obtenidos en el modelo reducido.

La velocidad media, según Chezy, es

$$v_m = K_m\sqrt{R_m I_m}$$

Si en la naturaleza la velocidad $K\sqrt{RI}$ es menor que la velocidad crítica $v_w = \sqrt{gH}$ o $\sqrt{gR}$ habrá de ocurrir lo mismo en el modelo; luego

$$K_m\sqrt{R_m I_m} < \sqrt{gR_m} \qquad K^2 I_m < g \qquad I_m = \frac{g}{K^2_m}$$

y esta es una limitación de la velocidad.

Por otro lado, la pendiente ha de ser lo suficientemente fuerte para permitir el movimiento del material. Según el Instituto Experimental de Construcción Hidráulica, de Berlín, en la fórmula

$$D_m = \alpha T_m I_m$$

el movimiento ocurre cuando $\alpha = 8$. Luego las pendientes en el mo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

delo estarán comprendidas entre

$$\frac{D_m}{8T_m} < I_m < \frac{g}{K^2{}_m}$$

El valor de I_m se elige entre los posibles con objeto de que sea entera la relación $\frac{I}{I_m} = a$.

Si $\frac{D_m}{8I_m}$ fuera mayor que $\frac{g}{K^2{}_m}$, entonces para la relación de alturas n no sería posible la semejanza; se necesitaría cambiar n.

Si tenemos ya las relaciones n, m y a, podremos determinar las relaciones entre las demás magnitudes.

La relación entre las velocidades será

$$\frac{v}{v_m} = \frac{K\sqrt{RI}}{K_m\sqrt{R_m I_m}} = \frac{K}{K_m}\sqrt{n \cdot a}$$

Como

$$K = A\left(\frac{vR}{\nu}\right)^{\beta} \qquad \frac{v}{v_m} = n^{\frac{1+2\beta}{2-2\beta}}\, a^{\frac{1}{2-2\beta}}$$

si

$$\beta = \frac{1}{8} \qquad \frac{v}{v_m} = a^{\frac{4}{7}} n^{\frac{5}{7}}$$

La relación entre caudales será

$$\frac{Q}{Q_m} = \frac{vS}{v_m S_m} = mna^{\frac{4}{7}} n^{\frac{5}{7}} = ma^{\frac{4}{7}} n^{\frac{12}{7}}$$

La escala de tiempos

$$\frac{t}{t_m} = \frac{\frac{l}{v}}{\frac{l_w}{v_m}} \frac{l}{l_m} \frac{v_m}{v} = m \frac{1}{a^{\frac{4}{7}} n^{\frac{5}{7}}} = a^{-\frac{4}{7}} \cdot n^{-\frac{5}{7}} \cdot m$$

Para determinar la relación entre la cantidad de material movido haremos uso de los resultados del Instituto Experimental, de Berlín.

Por unidad de ancho de canal, la cantidad de material movido es proporcional a la potencia σ de la fuerza de transporte, variando σ de 5 a 7. Tomando el valor 6, para el ancho B,

$$\frac{M}{M_m} = \frac{B}{B_m}\left(\frac{\gamma_w TI}{\gamma_w T_m I_m}\right)^6 = m(n \cdot a)^6 = mn^6 a^6$$

Debe irse muy en cuidado en el estudio de los transportes con modelos reducidos y ver hasta dónde son generalizables al natural los resultados obtenidos con modelos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

BIBLIOGRAFIA

Hydraulic Laboratory Practice, JOHN R. FREEMAN, 1929.

Thèses presentées a la Faculté des Sciences de Toulouse, par M. L. ESCANDE, 1930.

Dimensional Analysis, by P. W. BRIDGMAN. Published by *Yale University Press*, New Haven, 1922.

Buckingham «Model Experiments and The Forms of empirical ecuations» Transactions of American Society of Civil Engineers. Vol. 37, 1915, pág. 263.

C. CAMICHEL y L. ESCANDE: *Expériences sur la similitude hydrodynamique. Application a l'établissement d'ouvrages hydrauliques et a l'amenagement des chutes d'eau. Génie Civil*, 17 enero 1925.

C. CAMICHEL, L. ESCANDE y M. RICAUD: *Sur la viscosité et la turbulence. Comptes Rendus de l'Académie des Sciences.* Vol. 182, pág. 881, 1926.

C. CAMICHEL, L. ESCANDE y M. RICAUD: *Sur les lois de la similitude et la technique des modèles reduis. Revue Génerale de l'Electricité*, 1926. Vol. XX, número 2, pág. 54.

Application of the law of Kinematic simulitude to the surge chamber Problem, by W. F. DURAND. *The American Society of Mechanical Engineers*, 1921.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

Se ruega al lector empiece por corregir las erratas que se consignan a continuación

FE DE ERRATAS

del tomo I—Saltos de agua

Página	Línea	Dice	Debe decir
41	7	b	G
43	18	Figura 32.	Figura 33
51	24	25 mm $\geqq h \leqq$ 800 mm	25 mm $\leqq h \leqq$ 800 mm
79	43	$v_x = \frac{dx}{dt} = g$	$v_x = \frac{dx}{dt} g = gt$
84	24	aguas, ha de mover	aguas ha de mover;
85	19	produzcan	reproduzcan
88	10	agrandado	agrandada
94	Fig. 80	»	Falta la letra E al final del zampeado
96	Fig. 82	»	Falta la letra M en el origen de la pendiente piezométrica
113	26	cerrar el agua	cerrar al agua
118	10	presas	piezas.
120	1	son dos	son tres
126	19	talón	tablón
133	11	tren de rodillo	tren de rodillos
137	35	5 fresas	5 presas
140	48	$W = 6{,}996LP + 7LP$	$W = 6{,}996LP <> 7LP$
146	18	flotador W	flotador W'
146	18	envolvente W'	envolvente W
147	3	envolvente W'	envolvente W
152	39	Cuando se emplea	Cuando no se emplea
170	28	$c < l$	$c < 1$
171	19	$\gamma_2 = \gamma_2 - (1 - k)$	$\gamma_2 = \gamma'_2 - (1 - k)$
172	24	Kenrico	Kensico
172	26	Quater	Quaker
180	Fig. 167	»	Debe ponerse la letra A en el extremo agua arriba de la junta.
181	7	$\frac{3 \times 0{,}75}{2}$	$3 \times 0{,}75$
181	8	$\frac{0{,}75}{2} \times 1\,000$	$\frac{0{,}75^2}{2} \times 1\,000$
182	4 y 5	toda la sección	parte de la sección
187	33	Cauce del canal	Cruce del canal
188	6	fig. 236	fig. 238
197	33	defecto	efecto
204	10	»	El título "Coronación en diques laterales" debía de estar en la línea 15, delante de: En estos...
224	19	Los vertederos	Los reguladores
231	14	movimiento a mano	movimiento a mano y con motor
236	Fig. 215	»	Bórrese "Fig. 212-213"
245	6	barra	barca

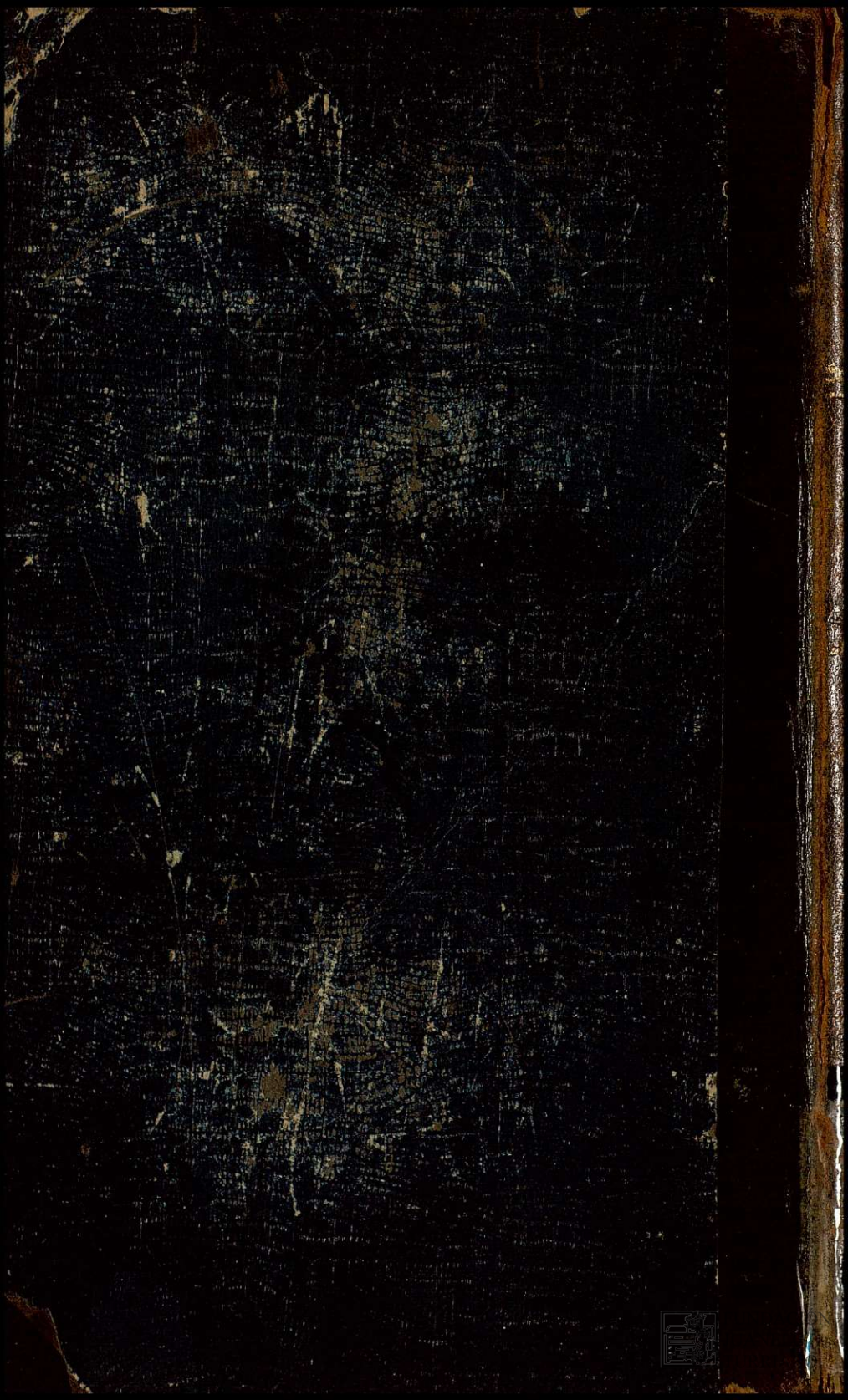
FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Página	Línea	Dice	Debe decir
249	15	300 ó 600	300 a 600
256	14	compuerta V	compuerta V_1
267	13	2 600 veces	2 600 veces
288	1	fig. 262	fig. 261
299	13	En las compuertas deslizantes o con disposición de rodadura,	En las compuertas con disposición de rodadura,
310	Fig. 297	»	La letra K corresponde al codo
314	26	γ velocidad efectiva	v velocidad efectiva
318	Fig. 301	»	Poner la letra x en el codo a la terminación de la sección B
321	33	$\frac{v_{\text{máx.}}}{2g}$	$\frac{v^2_{\text{máx.}}}{2g}$
332	41	$S_1 \cdot dh \cdot h$	$S_1 \cdot dh \cdot h\gamma$
333	11	nivel de agua en la tubería	nivel de agua en la chimenea
333	41	es preferible aumentar	es preferible a aumentar
335	5	B y C	C y D
341	28	$K \cdot K' = 100$	$K \cdot K'_a = 100$
343	13	N_o1 ó N_o2	N.º 1 ó N.º 2
344	28	$\frac{1}{K_r}$ log	$\frac{1}{K_r}$ log nep
345	2	$K \cdot K'_r = 100$	$K_r \cdot K'_r = 100$
347	31	a y a_1	a_0 y a_1
352	1 y 3	del poste	de la tronera
358	11	$R_{0,63}$	$R^{0,63}$
360	10	$K = K'e^{0,015t}$	$K = K'e^{0,01t}$
362	11	en envolvente	es envolvente
373	5 y 6	cámara K a la entrada de la tubería;	cámara K; a la entrada de la tubería
389	25	L	I
392	Fig. 346	$R = 1{,}25$	$R = 1{,}75$
404	14	junto a la tubería	junto a la turbina
406	4	línea cd	línea ad
413	25	representando	presentando
417	27	$2 \cdot P \cdot \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$	$2 \cdot P_1 \cdot \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$
418	2	P será	$P_2 = P_1$ será
430	Fig. 385	»	Debe darse un giro a la figura hasta que el muro quede vertical
438	36	4 m	4 mm
440	27	pe 1	de 1
453	13	dimensiones	limitaciones
462	7	o igual a la atmosférica	e igual a la atmosférica
466	Fig. 412	»	hay que darle un giro de 180º
468	fórmula [1]	$\frac{v^2}{2g} + \frac{pa}{\gamma} + H_d = \frac{c_1^2}{2g} + \frac{p_o}{\gamma} + \zeta_o$	$\frac{v^2}{2g} + \frac{p_a}{\gamma} + H_d = \frac{c_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + \zeta_o$
473	9	rendimiento C	rendimiento ρ
492	1	Notamos	Notemos
»	2	es a energía	es la energía
505	7	pequeño n'	pequeño h'
508	36	es movimiento	de movimiento
508	38	de mueven	se mueven
513	2	de derecha a izquierda	de izquierda a derecha
513	23	ANt	AHt
513	19	HN	HA

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Página	Línea	Dice	Debe decir
513	33	M	m
514	24	final del período l	final del período 1
518	Fig. 470	»	Poner Z_2 debajo de K_4 y Z, encima de K_3
519	Fig. 471	»	Poner h en la palanca que une los vástagos de los émbolos k y v Póngase r en el anillo en que termina el vástago de v No se ve el conducto que atraviesa la pared del cuerpo de bomba v y pone en comunicación la parte superior del cuerpo de bomba con el conducto a presión
524	28	volantes resisten	volantes resistan
524	36	y_c y y_t	y_e y y_b
529	9	armadura P	armadura B
540	25	$H = 1\,500$ HP	$N = 1\,500$ CV
541	13	$\frac{240\sqrt{3\,000}}{12\sqrt[4]{12}}$	$\frac{240\sqrt{3\,000}}{12\sqrt[4]{12}} = 580$
547	6	el rendimiento n	El rendimiento η
551	1 y 3	n	n_s
558	18	figura frontales	figuras
564	35	arte	parte
566	30	tubo que separa	muro que separa
567	10	tromba no se utiliza	tromba se utiliza
577	46	naturaleza del nivel	naturaleza de aquél
592	3	máximo caudal	mínimo caudal
594	6	origen Q	origen O
595	9	suponemos que una cierta	suponemos una cierta
596	14	a ella	a ellas
603	Cuadro, columna 9	$q - q_1$	$q_1 - q$
609	2	tanto mayor	tanto menor
612	Fig. 538 a) Corte longitudinal	V'	V_1
627	6	$\frac{L^2 v^2}{L^2_m v_m}$	$\frac{L^2 v^2}{L^2_m v^2_m}$
628	5	$\theta \gtrless t$	$O \gtrless t$
629	8	$\frac{\nu}{\nu} =$	$\frac{\nu}{\nu_m}$
630	4	siendo v_m	siendo v_ω
631	Fig. 544	$\frac{P_s}{\gamma}$	$\frac{P_s}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$
636	7	n'	si
636	18	$e = \frac{T}{T_m} \frac{I}{I_m} I$	$e = \frac{T}{T_m} \frac{I}{I_m}$
637	22	$K^2 I_m < g \qquad I_m = \frac{g}{K^2_m}$	$K^2_m I_m < g \qquad I_m < \frac{g}{K^2_m}$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO